

既存煉瓦造建築物に対する
プレストレスおよび RC 増打ち工法の
耐震補強効果に関する研究

三重大学博士学位論文

2021 年 3 月

大島 睦巳

目 次

第 1 章 序論	1-1
1.1 はじめに	1-1
1.2 研究の背景	1-2
1.2.1 既存煉瓦造建築物を取り巻く環境	1-2
1.2.2 既存煉瓦造建築物の活用と保存	1-4
1.2.3 既存煉瓦造建築物の耐震診断の現状	1-5
1.2.4 既存煉瓦造建築物の耐震補強の現状	1-7
1.2.5 過去の震災被害	1-8
1.3 既往の研究	1-9
1.3.1 煉瓦造建築物の耐震診断手法	1-9
1.3.2 煉瓦造建築物の耐震補強工法	1-9
1.3.3 煉瓦造建築物を対象としたあと施工アンカー	1-11
1.4 本論文の構成	1-16
第 1 章の参考文献	1-18
第 2 章 既存煉瓦造建築物の概説	2-1
2.1 はじめに	2-1
2.2 既存煉瓦造建築物の技術史	2-2
2.3 使用材料の変遷	2-5
2.3.1 煉瓦の製造	2-5
2.3.2 煉瓦の目地	2-10
2.4 既存煉瓦造建築物の構造技術の変遷	2-12
2.4.1 煉瓦造構造躯体の変遷	2-12
2.4.2 煉瓦の組積方法	2-13
2.4.3 セメント目地の実用化	2-14
2.4.4 建物高さの制限	2-16
2.4.5 その他の耐震化技術	2-17
2.5 既存煉瓦造建築物の被災状況と構造技術の発達	2-18
2.5.1 濃尾地震	2-18
2.5.2 関東大震災	2-18
2.5.3 兵庫県南部地震（阪神・淡路大震災）	2-20
2.5.4 東北地方太平洋沖地震（東日本大震災）	2-20
2.5.5 地震による既存煉瓦造建築物の破壊状況	2-21
2.6 第 2 章のまとめ	2-22
第 2 章の参考文献	2-24

第3章 既存煉瓦造建築物の耐震診断手法の考察	
3.1 はじめに	3-1
3.2 耐震診断の現状把握	3-2
3.2.1 歴史的建築物の耐震診断基準	3-2
3.2.2 既存煉瓦造建築物の問題点	3-3
3.2.3 構造調査の必要性	3-3
3.3 既存煉瓦造建築物の耐震診断基準の概説	3-4
3.3.1 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準	3-4
3.3.2 煉瓦造建築物の耐震診断規準	3-4
3.3.3 既存煉瓦造建築物の耐震診断手法採用の課題	3-4
3.4 面外応力に対する検討	3-7
3.5 耐震診断手法の選択	3-9
3.6 耐震診断の事例調査の整理と考察	3-11
3.7 第3章のまとめ	3-14
第3章の参考文献	3-15
第4章 既存煉瓦造建築物の耐震補強方法の考察	
4.1 はじめに	4-1
4.2 既存煉瓦造建築物における耐震補強の課題	4-2
4.3 耐震補強技術の変遷	4-3
4.4 耐震補強の現状把握	4-4
4.4.1 文化財の耐震補強	4-4
4.4.2 補強方法の分類	4-4
4.4.3 明治期の煉瓦造建築物の特徴	4-6
4.5 補強設計のフロー	4-7
4.6 耐震補強の事例調査の整理と考察	4-11
4.7 第4章のまとめ	4-13
第4章の参考文献	4-15
第5章 プレストレス補強による補強効果の考察と評価	
5.1 はじめに	5-1
5.2 煉瓦造における PC 鋼棒のリラクセーション	5-2
5.3 明治・大正期の目地圧縮強度の再現	5-3
5.4 要素試験体による面内せん断試験	5-5
5.4.1 実験の目的	5-5
5.4.2 実験概要	5-5
5.4.3 実験結果および考察	5-7

5.4.4 実験のまとめ	5-9
5.5 実大長期載荷試験	5-11
5.5.1 実験の目的	5-11
5.5.2 実験概要	5-11
5.5.3 実験結果および考察	5-14
5.5.4 実験のまとめ	5-18
5.6 プレストレス補強による構造検討	5-19
5.7 第5章のまとめ	5-21
第5章の参考文献	5-22
第6章 RC増打ち工法による補強効果の考察と評価	
6.1 はじめに	6-1
6.2 RC増打ち工法の概説	6-2
6.2.1 RC増打ち工法採用の変遷	6-2
6.2.2 RC増打ち工法による補強の課題	6-2
6.3 既往の実験（対角圧縮載荷試験）	6-4
6.3.1 実験概要	6-4
6.3.2 実験結果	6-5
6.3.3 補強効果の考察	6-8
6.3.4 解析によるシミュレーション	6-13
6.4 RC増打ち工法により補強した煉瓦造建築物	6-16
6.4.1 RC増打ち工法採用の条件	6-16
6.4.2 RC増打ち工法の採用箇所	6-17
6.5 第6章のまとめ	6-18
第6章の参考文献	6-20
第7章 既存煉瓦壁との接合アンカーの耐力評価	
7.1 はじめに	7-1
7.2 あと施工アンカーの技術史	7-2
7.3 既存煉瓦造建築物に対するあと施工アンカー工事の現状	7-4
7.4 基礎実験（あと施工アンカーの構造性能実験）	7-6
7.4.1 実験の目的	7-6
7.4.2 基礎実験1（煉瓦壁実験）	7-7
7.4.3 基礎実験2（煉瓦要素実験）	7-16
7.5 基礎実験のまとめ	7-22
7.5.1 基礎実験1（煉瓦壁実験）	7-22
7.5.2 基礎実験2（煉瓦要素実験）	7-22

7.6	改良方法の検証	7-24
7.6.1	工法改良の検証	7-24
7.6.2	清掃方法の検証	7-24
7.6.3	性能検証実験（引張試験）	7-25
7.6.4	性能検証実験（せん断試験）	7-29
7.6.5	改良方法検証のまとめ	7-31
7.7	耐力評価法の考察	7-33
7.8	第7章のまとめ	7-38
	第7章の参考文献	7-40
第8章	結論および今後の課題	
8.1	結論	8-1
8.2	今後の課題	8-4

研究実績

謝辞

付録：調査報告書一覧

第1章 序論

1.1 はじめに

1.2 研究の背景

1.2.1 既存煉瓦造建築物を取り巻く環境

1.2.2 既存煉瓦造建築物の活用と保存

1.2.3 既存煉瓦造建築物の耐震診断の現状

1.2.4 既存煉瓦造建築物の耐震補強の現状

1.2.5 過去の震災被害

1.3 既往の研究

1.3.1 煉瓦造建築物の耐震診断手法

1.3.2 煉瓦造建築物の耐震補強工法

1.3.3 煉瓦造建築物を対象としたあと施工アンカー

1.4 本論文の構成

第1章の参考文献

第1章 序論

1.1 はじめに

近年、文化庁は近現代の建造物に対して文化財としての保護を進めている。近代建築の代表ともいえる煉瓦造建築物は、日本の近代化と共に西洋から導入された技術によって、江戸末期から昭和初期の70年余りの短い期間にのみ建設された建物である。

東日本大震災では、歴史的建築物のうち木造建築物への被害は少なかったものの、煉瓦造や石造などの組積造建築物は被害が発生した。現存する棟数の少ない煉瓦造建築物を保存・保全することは必須である。

既存建築物を修復し活用する場合、不特定多数者が利用するためには耐震安全性の確保が必須である。既存煉瓦造建築物に対して適切な保存修理を行うためには、構造性能を正しく評価する必要があるが、診断方法は確立されていない。

歴史的建築物の耐震性の評価基準である「重要文化財（建造物）耐震診断指針」¹⁾は、木造建築を対象としたものであり、煉瓦造の耐震診断法についての記載はない。「重要文化財（建造物）耐震診断・耐震補強の手引き」²⁾には、煉瓦造建築物に対する診断方法の一部が参考として示されているのみである。そのため、設計者が個々の建物に応じた手法を選択して、耐震診断・耐震補強を行っている状況である。

また、補強に関する考え方も変化してきている。日本国内において、煉瓦造建築物を保存し始めた当初は、建物が保有する耐力を増加させることを目的としており、RC増打ち壁や鉄骨フレームを付加する方法が多く用いられてきた。しかしながら近年では、文化財等としての価値を重要視し、外観・内観が変わらない補強（見えない、目立たない補強）や、補強部分が明確化されている補強（見える補強）が好まれるようになってきている。

本論文では、煉瓦造建築物に対する耐震診断・耐震補強について考察すると共に、2つの耐震補強工法について検証する。

1.2 研究の背景

1.2.1 既存煉瓦造建築物を取り巻く環境

近年、「富岡製糸場と絹産業遺産群（登録年：2014 年）」、「明治日本の産業革命遺産 製鉄・製鋼、造船、石炭産業（登録年：2015 年）」、「長崎と天草地方の潜伏キリシタン関連遺産（登録年：2018 年）」が日本の世界遺産³⁾として登録された。表 1.1~1.3 に示すように、近代の建造物として、明治以降に建てられた煉瓦造建築物が含まれており、その多くは国宝または重要文化財に指定された建物である。

図 1.1 に、「煉瓦造」で検索した国宝，重要文化財，登録有形文化財の棟数を示す。国宝・重要文化財に指定された煉瓦造（建造物）は、170 棟（2020 年 11 月時点）⁴⁾ 余りが存在しており、そのほとんどが建設された当初とは異なる用途ではあるが、現在も活用されている。

1996 年 10 月には文化財保護法の一部改正により「文化財登録制度」が導入され、概ね 50 年を経過した歴史的建造物のうち、一定の評価を得たものを広く文化財として位置づけ、届け出制という緩やかな規制により、保存が図られるようになった。国の登録有形文化財煉瓦造（建造物）は、251 件（2020 年 11 月時点）⁵⁾ であり、この制度を利用することで街の活性化を促進することが可能と考えられる。

最近では、建築家ではない一般市民の間にも近代建築の保存に対する関心が高まっているが、一方で、都市再生などによって取り壊される建物も少なくない。また、耐震安全性確保の難しさや保存・維持に多額の費用がかかるという理由からも、惜しまれつつも取り壊される建物も多い。

表 1.1 「富岡製糸場と絹産業遺産群」の煉瓦造

建物名称	文化財分類	構造種別	竣工年等
東繭置所	国宝	木骨煉瓦造	1872年
西繭置所	国宝	木骨煉瓦造	1872年
繰糸所	国宝	木骨煉瓦造	1872年
蒸気釜所	重要文化財	木骨煉瓦造	1872年
首長館	重要文化財	木骨煉瓦造	1873年
女工館	重要文化財	木骨煉瓦造	1873年
検査人館	重要文化財	木骨煉瓦造	1873年

表 1.2 「明治日本の産業革命遺産 製鉄・製鋼、造船、石炭産業」の煉瓦造

建物名称	文化財分類	構造種別	竣工年等
萩反射炉	史跡	煉瓦造	1856年操業
旧集成館機械工場	重要文化財	石造	1865年完成
韭山反射炉	史跡	煉瓦造	1857年完成
長崎造船所旧木型場		煉瓦造	1898年竣工
三池炭鉱宮原坑			1898年, 1901年
三池炭鉱万田坑			1902年, 1908年
旧本館事務所		煉瓦造	1899年?
遠賀川水源ポンプ室		鉄骨組煉瓦造	1910年建設

表 1.3 「長崎と天草地方の潜伏キリシタン関連遺産」の煉瓦造

建物名称	文化財分類	構造種別	竣工年等
出津教会堂	重要文化財	煉瓦造	1882年
旧出津救助院・マカロニ工場	重要文化財	煉瓦造	1883年
大野教会堂	重要文化財	石造、木造	1893年
黒島天主堂	重要文化財	煉瓦造、木造	1902年
旧野首教会	県指定文化財	煉瓦造	1908年
頭ヶ島天主堂	重要文化財	石造	1919年

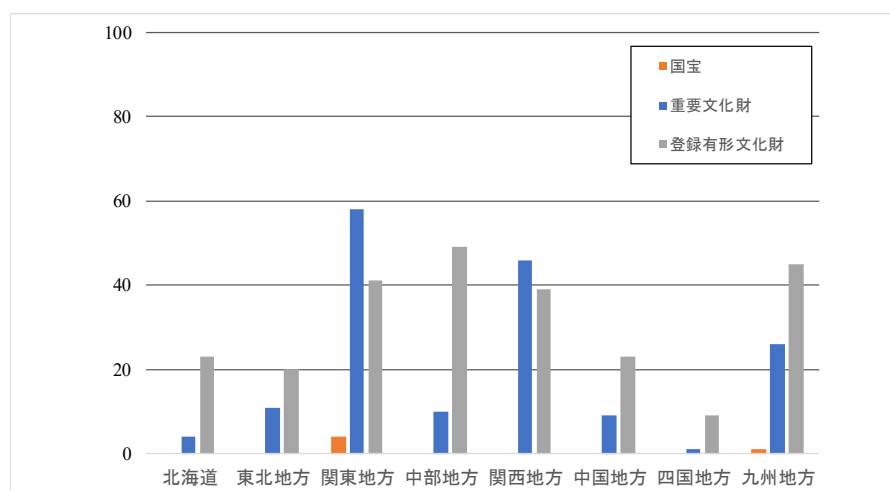


図 1.1 国宝または重要文化財、国の登録有形文化財の煉瓦造建築物

1.2.2 既存煉瓦造建築物の活用と保存

建物は、使われなくなってしまう途端に劣化が進行するものである。

2020 年、弘前市にある吉野町煉瓦倉庫が改修され、「弘前れんが倉庫美術館」⁶⁾として開館した。この建物は、活用を求める市民によって、近代化遺産の新たな利用法として煉瓦造建築物の存在価値が見出された。このように、各地に残る煉瓦造建築物は、その希少性、建物の重厚さや素材の持つ味わいなどから、身近な存在として地域の人々に親しまれ、地域活性化に役立っているといえよう。



右が美術館棟、左がカフェ・ショップ棟。カフェ・ショップ棟は入り口のある壁面のみが残されており、解体も検討されたが再生案が採用された。©Naoya Hatakeyama

図 1.2 弘前れんが倉庫美術館

図 1.3 に保存再生する建築の位置づけを示す。建物の位置づけは「保存修理」,「機能向上」,「リフォーム」,「将来解体」に分類している⁷⁾。現存する煉瓦造建築物には未指定文化財も多く存在し、街のランドマーク的な存在であり、用途変更することなく今なお使い続けられている建物がある。

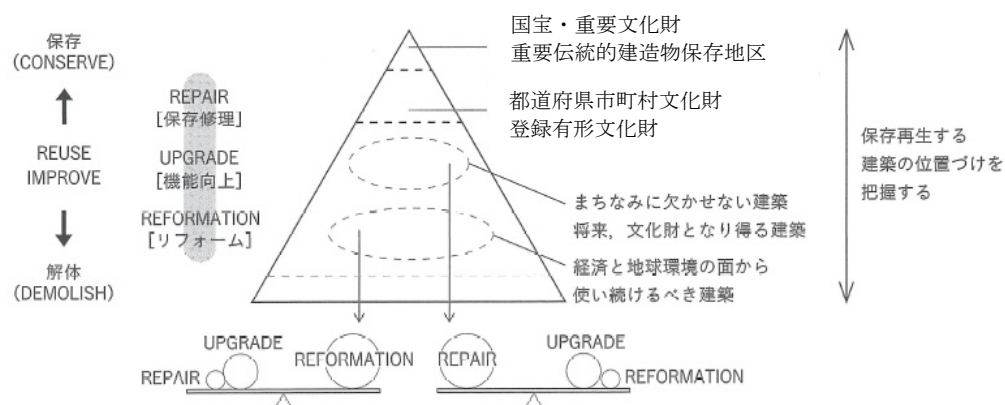


図 1 保存再生する建築の位置づけ (2012DOCOMOMO ヘルシンキ大会での John Allan 氏の講演を参考に作製)

図 1.3 保存再生する建築の位置づけ

1.2.3 煉瓦造建築物の耐震診断の現状

現在、煉瓦造建築物の耐震診断法には確立されたものがなく、個々の建物に応じた手法を用いて耐震診断が行われているのが実状である。「重要文化財（建造物）耐震診断・耐震補強の手引き」には、煉瓦造建築物に対する記載は参考程度であり、構造設計者（有識者を含む）が建物ごとに、その建物に即した診断法を選択している。

また、煉瓦造建築物は、材料強度、工法、施工精度のどれをとっても同じ建物が存在しない⁸⁾ため建物ごとの判断が重要で、また、その判断基準が明確化されていないことにより、有識者のアドバイスが必要不可欠である。

上記手引きに示される構造解析は、1) 建物全体の破壊と 2) 局所的な破壊のそれぞれに対する検討を行うものとし、具体的には次のような解析方法が示されている。

1) 建物全体の破壊についての検討

構造検討手法としては、保有耐力計算や「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」⁹⁾（以降、「既存RC造耐震診断基準」、と称す）を準用する方法である。なお、必要保有水平耐力や耐震診断の判断基準である Iso 値は、煉瓦造建築物の構造特性に配慮して慎重に設定することが求められる。耐震補強に免震装置の設置を検討する場合には時刻歴応答解析等が用いられ、煉瓦壁の浮上り等によって生じる剛体回転を考慮した解析の場合にはエネルギー一定則に基づく解析等を用いることが示されている。

「歴史的煉瓦造建築物の保存修理工事報告書」等を整理すると、「既存 RC 造耐震診断基準」の第 1 次診断法で行っている事例が多い。第 1 次診断法は、耐力壁の多い強度型の RC 造を対象とした診断法であり、煉瓦造には即しているという理由である。

2) 局所的な破壊についての検討

煉瓦造特有の構造的弱点に対しての検討を行う。手引きには、過去の地震被害から壁の面外方向への崩壊や突出物の折損などが生じやすい箇所を検討対象とし、各部の応力度を確認して判断する必要性が示されている。そのため、過去の地震被害の傾向や既往の構造実験の結果などに基づいて、設計者の工学的判断で行う。

なお、「無補強煉瓦造建築および市街地建築物法期の鉄筋コンクリート造性能評価ガイドライン」¹⁰⁾に、無補強煉瓦造の耐震性能評価の手順が示されており、図 1.4 に示す。

無補強煉瓦造建築の耐震性能評価の手順

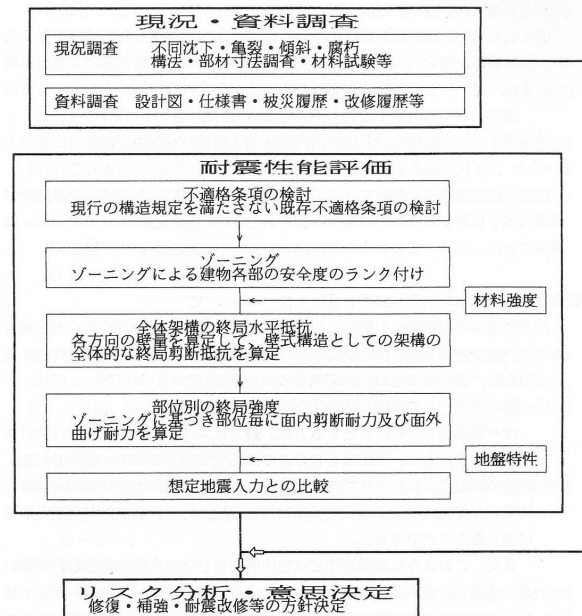


図 1.4 耐震性能評価の手順

1.2.4 既存煉瓦造建築物の耐震補強の現状

「重要文化財（建造物）耐震診断・耐震補強の手引き」には、文化財建造物としての構造補強の原則が示されており、次の５項目が列記されている。

- ① 意匠を損なわないこと
- ② 部材を痛めないこと
- ③ 可逆的であること
- ④ 区別可能であること
- ⑤ 最小限の補強であること

このうち、『⑤最小限の補強であること』を遵守するには、既存の煉瓦造建築物が有している耐震性能を十分に利用する（活かす）ことが重要で、耐震補強の検討の際には、既存煉瓦造建築物の耐震性能を的確に評価する必要がある。

ただし、未指定文化財に対する耐震補強は、持ち主の希望に即した耐震補強を選択することになり、建物の機能性や経済性などを考慮して補強の目標設定を行うことになる。

なお、「建築・土木分野における歴史的建造物の診断・修復研究委員会 報告書」¹¹⁾には、耐震補強技術を、補強方法で分類している。

- ① 耐震性能の向上
- ② 地震水平動の軽減
- ③ その他の方法

脆弱部分の補強については、建物の構造性能を正確に理解した上で適材適所の補強方法を選択することが重要である。表 1.4 には補強事例の一部を示すが、1 つの建物に対して補強方法を組合せている現状が確認できる。

表 1.4 耐震補強の事例

名 称	建設年	主な耐震補強方法								
		RC壁増打ち	鉄骨臥梁	鋼板壁	鉄骨フレーム	鉄骨バットレス	煉瓦の一体化	免震	基礎	その他
同志社大学彰栄館	1884			●	●				●	●
同志社大学礼拝堂	1886			●	●				●	●
北海道庁旧本庁舎	1888	●							●	
同志社クラーク記念館	1893						●			●
法務省赤れんが館	1895	●		●						●
石川県立歴史博物館	1909～1914	●			●	●	●		●	
国際子ども図書館	1906	●						●	●	
ニコライ堂	1908						●			●
旧近衛師段司令部庁舎	1910	●							●	
東京駅丸の内駅舎	1914				●			●		
山形県旧県会議事堂	1916					●	●			
山口県旧県会議事堂	1916			●		●	●		●	●
大阪市中央公会堂	1918	●						●	●	●
旧名古屋控訴院地方裁判所	1922		●							

1.2.5 過去の震災被害

「日本建築構造基準変遷史」¹²⁾によると、明治の中頃まで、日本の建築界では煉瓦造は耐火性・耐震性に最も優れている構造物であると考えられていた。1872年2月におきた銀座の大火で銀座地区全33町中の22町が類焼し、同年3月に東京府は不燃都市建設のため、煉瓦街建設に關しての交付を行い、都市の不燃化などの観点からビルの構造は煉瓦造が中心となった。

耐震性が高いといわれた煉瓦造建築物であったが、1891年（明治24年）に起きた濃尾地震によって、名古屋市を中心とした地域で被害が発生し、煉瓦造の耐震性には弱点があることが明確化され、この震災を機に煉瓦造の耐震性向上を目的とした技術が考案された。碇聯鐵工法、コンクリートを用いた防火床構造、セメントを使用した目地モルタルなどである。濃尾地震以降、耐震対策を行い建設された旧法務省や三菱一号館などの建物は、関東大震災にも耐えたといわれている。

1923年（大正12年）に起きた関東大震災で、関東近辺の都市は破滅的被害が発生した。濃尾地震の教訓が生かされないまま施工された煉瓦造建築物などは、関東大震災でかなりの棟数が被災したこともあり、煉瓦造を含む組積造建築物は大打撃を受けたといわれている¹³⁾。

関東大震災後の1924年（大正13年）には市街地建築物施行令が改正され、煉瓦造建築物には高さ制限と壁厚の増加等の規定ができ、地震被害と法令強化によって煉瓦造建築物は建てにくくなっていった。

また、同時期にRC造や鉄骨造や鉄筋コンクリート造という新しい構造方法がアメリカから導入され、今まで煉瓦造で建設されてきた大規模の生産施設や公共建築物が、鉄骨造や鉄筋コンクリート造で建てられるようになったことも、煉瓦造建築物が新築されなくなった一因であろう¹⁴⁾。



写真 1.1 濃尾地震の被災（名古屋郵便局）¹⁵⁾



写真 1.2 関東大震災の被災（凌雲閣）¹⁶⁾

1.3 既往の研究

煉瓦造建築物の耐震診断は、鉄筋コンクリート造の診断方法を参考として行われる場合が多い。しかしながら、鉄筋コンクリート造と同等な詳細調査が行われていないことや、煉瓦造特有の構造的弱点に対する判断が課題である。

また、耐震補強を行う上で、既存の煉瓦造建築物が有している耐震性能を十分に利用する（活かす）ことが重要であり、耐震補強の検討の際は、煉瓦造建築物の変形も含めた耐震性能を的確に評価することが重要である。

煉瓦造建築物の耐震診断・耐震補強に関する既往の研究について、以降に記す内容により確認した。

1.3.1 煉瓦造建築物の耐震診断の手法

1) 北海道建築技術協会「煉瓦造建築物の耐震診断規準 第2版」

南出孝一、他による歴史的組積造建築物保存研究委員会では、「歴史的組積造建築物の耐震診断法に関する基礎研究」を行っている。文献の収集整理、北海道内の煉瓦造建築物の実施調査、材料劣化や耐震安全性の実験記録の収集などの研究を行った成果として、中小規模の無補強煉瓦造建築物を対象とした「煉瓦造建築物の耐震診断規準 第2版」¹⁷⁾（以降、「北海道耐震診断規準」と称す）にまとめたものである。既存 RC 造耐震診断基準の第1次診断法を参考とし、煉瓦造特有である面外耐力の診断も含めた内容となっており、既存煉瓦造建築物の耐震診断法の指針として使用されている。

2) 小池岳明、他による「歴史的建造物の評価方法に関する基礎的研究（その1） 煉瓦造建物の簡易構造評価方法に関する検討」

北海道耐震診断規準を簡易構造評価方法として扱い、詳細な耐震診断結果と比較しており、初動調査として十分対応できるかに対して、より詳細な検討が必要と判断している。

3) 蜷川利彦、他による「歴史的組積造建築物の耐震診断手法に関する研究（その1～8）」

組積造建築物の保有水平耐力に対する耐震診断方法の提案とその運用性の検証として九州大学箱崎キャンパス内に所在する組積造建築物の耐震診断を行っている。

曲げ変形が負担せん断力に与える影響を考慮する診断法の提案であり、壁体の高さと言長の比から求める修正率（ α ）を適切な考慮を提案している。

本論文では、「歴史的煉瓦造建築物の保存数理工事報告書」を調査・整理し、耐震診断手法と耐震補強について考察する。

1.3.2 煉瓦造建築物の耐震補強工法

煉瓦造建築物の耐震補強工法に関する下記2種類の工法について述べる。

1) プレストレス補強

煉瓦壁を縦に削孔し PC 鋼棒を挿入してプレストレスを導入する方法で、煉瓦壁に圧縮力を与えることで目地のせん断力を向上させることができ、外観・内観共に可変することがない補強方法である。

- 1) -1 ウレハム・ハッサン他による「プレストレス導入により補強したレンガ造壁の構造性能に関する実験的研究（その 1～4）」

小型要素試験体による面内せん断試験では、JIS 煉瓦と 1:3 モルタルにて製作した試験体を用い、プレストレス導入によるせん断耐力の向上効果を確認している。

高さ・形状が異なる大型部材試験体を用いた面内せん断試験を行い、結果として補強効果を確認している。

- 1) -2 鈴木彩夏、他による「实在煉瓦建物から切り出した煉瓦壁を用いた耐震補強に関する実験的研究（その 1～2）」

実建物から切出した試験体による①直接せん断試験と②曲げせん断実験を実施している。

直接せん断試験では、プレストレス補強した際にせん断強度が上昇すると共に変形角も曲げ補強効果があることを確認している。

曲げせん断実験では、プレストレス補強した煉瓦壁はひび割れ発生後も荷重低下することなく、曲げ耐力の向上とともに変形性能向上も確認している。

- 1) -3 山中昌一、他による「既存レンガ造建物の耐震補強に関する研究」

PC 鋼棒の定着部に注目した研究である。既存煉瓦壁（または基礎）内に定着版を使用して PC 鋼棒を定着させる方法について実験を行っている。定着版を使用することで、煉瓦壁（または基礎）の周囲の地盤を掘削することなく、低コストで施工簡易な方法であることを提案している。また、定着部の耐力評価式を提案している。

本論文では、明治～大正期に使用されていた低強度の目地を再現し試験体を作成した。以下 2 つの実験を行うことで、プレストレス補強による耐震補強の効果を明らかにする。

① 面内せん断試験

目地充填率をパラメータとした要素試験体により、導入プレストレス応力に対するせん断応力の向上を把握する

② 実大試験による長期載荷試験

壁厚、積み方などをパラメータとした大型試験体（煉瓦壁）により、長期載荷実験にて緊張力の減退量を把握する

2) 煉瓦壁に RC 増打ち補強、鋼板補強を付加した研究

- 2) -1 劉麗珍による「組積造建築物における耐力壁の耐震性向上に関する実験的研究」

世界で汎用されている空洞コンクリートブロックを用いた枠組み組積造の耐震補強の開発を目的とした研究であり、地震時の動的挙動を明らかにする実験とその解析を

行っている。また、煉瓦造建築物を例にあげ、各国基準の補強方法と壁式 RC 造を参考とした解析による比較検証を行っている。ただし、壁式 RC 造の計算では、煉瓦壁の耐力は見込んでいない。

このように、既存煉瓦造建築物を RC 増打ち工法により補強した場合、既存煉瓦壁は仕上材として扱われている。

2) -2 山口謙太郎、他による「無筋煉瓦造建築の壁体を表面から補強する方法に関する研究（その1～7）」

九州大学構内の煉瓦造建築物を対象とした補強検討の一環として、RC 増打ち工法や鋼板によって補強した無補強煉瓦壁の耐力について、実大実験にてその補強効果を確認している。煉瓦躯体と補強部材とを一体化し、煉瓦躯体にも耐力が期待できることを明らかにしている。

本論文では、九州大学にて行われた実験結果を基に、RC 増打ち工法による補強について設計検証を行い、RC 壁と一体化した煉瓦壁の耐力についてその評価を明らかにする。

1.3.3 煉瓦造建築物を対象としたあと施工アンカー

既存煉瓦造建築物にコンクリートや鉄骨を付加する補強を行う際に、一体化を図るためのあと施工アンカー工事はよく用いられている。既存 RC 造に対するあと施工アンカーの評価方法は明確化されているが、煉瓦造に対するものは確立されておらず、原位置試験による構造性能確認の上、補強工事を行っているのが実状である。

鉄道橋やトンネルなどの土木構造物にも煉瓦造は存在しているが、やはり、補強対象ごとに実験を行っていることは、建築物と同様である。

本論文では、煉瓦躯体に施工したあと施工アンカーの引張及びせん断実験を行い、構造性能を把握するとともに、あと施工アンカーの耐力評価式の適用性を明らかにする。

既往研究

●煉瓦造の耐震診断

貴志 拓哉 他 3 名	歴史的組積造建築物の耐震診断手法に関する研究 その 1 : 診断の概要	日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), pp837-838, 2014 年 9 月
須山 諭 他 3 名	歴史的組積造建築物の耐震診断手法に関する研究 その 2 : 曲げ変形が負担せん断力に与える影響を考慮する方法の提案と検討及び診断結果	日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), pp839-840, 2014 年 9 月
貴志 拓哉 他 2 名	歴史的組積造建築物の耐震診断手法に関する研究 その 3 : 壁体の水平剛性の評価方法の提案と検討	日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), pp803~804, 2015 年 9 月
辻 一輝 他 2 名	歴史的組積造建築物の耐震診断手法に関する研究 その 4 : 壁体の面内曲げ破壊を考慮する方法の提案と検討	日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), pp805~806, 2015 年 9 月
浦田 悠貴 他 2 名	歴史的組積造建築物の耐震診断手法に関する研究 その 5 : 保有水平耐力の算定手法による相違	日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), pp865~866, 2018 年 9 月
浦田 悠貴 他 2 名	歴史的組積造建築物の耐震診断手法に関する研究 その 6 : 保有水平耐力に影響を及ぼす因子に関する分析	日本建築学会九州支部研究報告 第 58 号, pp233~236, 2019 年 3 月
高田 隆生 他 3 名	歴史的組積造建築物の耐震診断手法に関する研究 その 7 : 壁体の荷重変位関係モデルの検証に用いる既往の実験調査	日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), pp971~972, 2019 年 9 月
浦田 悠貴 他 2 名	歴史的組積造建築物の耐震診断手法に関する研究 その 8 : 面内曲げ破壊する壁体の荷重変形関係モデルの検証	日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), pp973~974, 2019 年 9 月
小池 岳明 他 8 名	歴史的建造物の評価方法に関する基礎的研究 その 1 : 煉瓦造建物の簡易構造評価方法に関する検討	平成 28 年度日本建築学会近畿支部研究発表会, pp57~60

●補強方法

●プレストレス補強		
朴 永周 他 1 名	北海道指定有形文化財旧金森洋物店煉瓦壁 補強について	日本建築学会大会学術講演梗概集（東北） pp1061~1062, 2000 年 9 月
山本 正人 他 5 名	プレストレス導入により補強したレンガ造 壁の構造性能に関する実験的研究 その 1：小型部材試験体による面内せん断試験	日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）， pp971~972, 2009 年 8 月
ウレハムハッサン 他 5 名	プレストレス導入により補強したレンガ造 壁の構造性能に関する実験的研究 その 2：大型部材試験体による面内せん断試験	日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）， pp973~974, 2009 年 8 月
ウレハムハッサン 他 3 名	プレストレス導入により補強したレンガ造 壁の構造性能に関する実験的研究 その 3：高さあるいは形状が異なる大型部 材試験体による曲げせん断試験	日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）， pp927~928, 2010 年 9 月
ウレハムハッサン 他 2 名	プレストレス導入により補強したレンガ造 壁の構造性能に関する実験的研究 その 4：PC 鋼棒間隔が大きい試験体による 面内曲げせん断試験	日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）， pp833~834, 2014 年 9 月
ウレハムハッサン 他 3 名	歴史的レンガ組積造プレストレス補強法の 開発	プレストレスコンクリート， Vol.54, No.4, pp33~40, July2012
山中 昌一 他 3 名	既存レンガ造建物の耐震補強に関する研究 その 1：改良型プレストレス導入工法による 補強	日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）， pp861~862, 2018 年 9 月
山崎 僚平 他 1 名	大正煉瓦造建物の保存再生 北菓楼札幌本館	日本建築学会大会建築デザイン発表梗概集（東北） pp170~171, 2018 年 9 月
鈴木 彩夏 他 2 名	実在煉瓦造建物から切り出した煉瓦壁を用 いた耐震補強に関する実験的研究 その 1 直接せん断実験	日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）， pp407~408, 2018 年 9 月
萩尾 浩也 他 2 名	実在煉瓦造建物から切り出した煉瓦壁を用 いた耐震補強に関する実験的研究 その 2 曲げせん断実験	日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）， pp409~410, 2018 年 9 月

●補強方法

● R C 増打ち工法		
劉 麗珍	組積造建築物における耐力壁の耐震性向上に関する実験的研究	博士論文
村上 公志 他 2 名	無筋煉瓦造建築の壁体を表面から補強する方法に関する研究 その 1 : アンカーボルトを用いて鋼板で補強した煉瓦組積体と補強部分の付着性能	日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), pp809~810, 2015 年 9 月
荒木 啓介 他 2 名	無筋煉瓦造建築の壁体を表面から補強する方法に関する研究 その 2 : 鋼板または RC 壁板で表面から補強した煉瓦組積体の対角圧縮実験	日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), pp867~868, 2016 年 8 月
山口謙太郎 他 2 名	無筋煉瓦造建築の壁体を表面から補強する方法に関する研究 その 3 : 壁体の水平載荷実験による補強効果の確認	日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), pp869~870, 2016 年 8 月
賀 雄 他 4 名	無筋煉瓦造建築の壁体を表面から補強する方法に関する研究 その 4 : アンカー量が壁体の力学特性に及ぼす効果	日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), pp831~832, 2017 年 8 月
荒木 啓介 他 4 名	無筋煉瓦造建築の壁体を表面から補強する方法に関する研究 その 5 : 片面補強時のねじれと補強効果	日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), pp833~834, 2017 年 8 月
野間口傑哉 他 4 名	無筋煉瓦造建築の壁体を表面から補強する方法に関する研究 その 6 : RC 壁板で両面を補強した煉瓦組積体の曲げ実験	日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), pp853~854, 2018 年 9 月
賀 雄 他 4 名	無筋煉瓦造建築の壁体を表面から補強する方法に関する研究 その 7 : 鉄筋コンクリート壁板で表面から補強した煉瓦造壁体の水平耐力評価	日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), pp855~856, 2018 年 9 月

●あと施工アンカー

深石 俊治 他 2 名	レンガ構造物に施工する「あと施工アンカー工」の耐力試験	土木学会関東支部技術研究発表会, pp700～701, 1996 年
岩佐 高吉 他 3 名	レンガ構造物のあと施工アンカー試験	土木学会第 51 回年次学術講演会, pp534～535, 1996 年 9 月
森島 啓行 他 2 名	111 年経過した鉄道トンネルのレンガ物性試験結果について	土木学会第 52 回学術講演会, pp830～831, 1997 年 9 月
桐谷 龍介	東京駅丸ノ内駅舎保存復原に関する調査試験 (その 6) レンガに施工するあと施工アンカーの引張・せん断試験	日本建築学会大会学術講演梗概集, pp307～308, 2009 年 8 月

1.4 本論文の構成

既存煉瓦造建築物の保存・活用には、構造性能を的確に評価した耐震診断を行い、建物の価値が失われない補強方法が必要であると考えた。指定文化財および登録有形文化財については文化財的価値を守るための保存が必要であるが、未指定文化財においても、将来文化財となり得る建物の存在も否めない。

本論文では、煉瓦造建築物の耐震診断・耐震補強の変遷と、煉瓦構造の特徴を把握すると共に、2つの煉瓦造建築物の補強方法について、以下の点を明確にするものとした。

- 1) 既存煉瓦造建築物のプレストレス補強に対して、実験にて減退量を把握し、その評価法を示した。
- 2) 既存煉瓦造建築物に対する RC 増打ち工法の補強効果の考察とその評価法について明確化した。なお、既存煉瓦壁と RC 増打ち部との一体化を図るあと施工アンカーについて、構造性能把握と評価法の提案を行う。

第1章では、

序論として、既存煉瓦造建築物を取り巻く現状や過去の震災との関係により、研究の背景や目的を明らかにし、研究の構成を概説する。

第2章では、

江戸末期から昭和初期における煉瓦造建築物に対する技術史を、材料強度の変遷、構造的な特徴に関する既往の研究、大地震による被害状況などに関して整理した。これにより、第3章の耐震診断法を考察する。

第3章では、

既存煉瓦造建築物の耐震診断について、「歴史的煉瓦造建築物の修理工事報告書」を整理し、診断方法の変遷と診断手法について考察する。これにより、第4章の耐震補強を考察する。

第4章では、

既存煉瓦造建築物の耐震補強について、「歴史的煉瓦造建築物の修理工事報告書」を整理し、補強方法の変遷と補強手法について考察する。これにより、外観・内観が変わらない補強「プレストレス補強」と、低コストで施工が簡易である「RC 増打ち工法」についての検証を行う。第5章でプレストレス補強、第6章で RC 増打ち工法による補強に対する考察と評価法を提案する。

第5章では、

プレストレス補強については、既往の研究より耐震補強効果があることは明らかとなっ

ている。本論文では、多孔質の煉瓦壁に対する緊張力の減退量について把握する。そのため、低強度の目地を再現した試験体を製作し、目地充填率の違いによる導入プレストレス応力とせん断応力関係を把握する。また、実大長期載荷試験により、煉瓦造建築物でのプレストレスの減退量を把握し、その評価方法を示す。

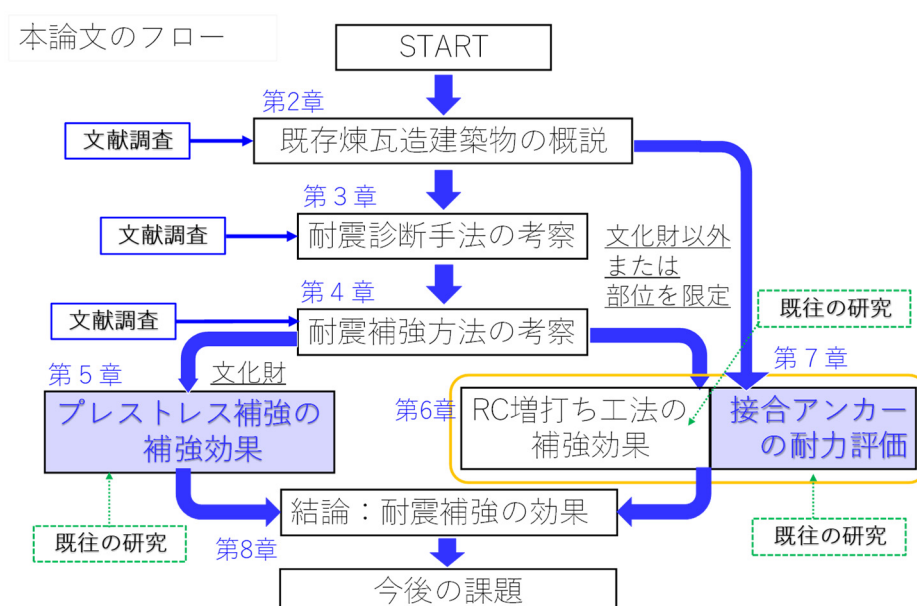
第6章では、

RC増打ち工法による補強について、既往の研究では耐力向上することが実験により明らかとなっている。本論文では、その実験結果を基に、変形および破壊形状を確認した上でRCと一体化した煉瓦壁の耐力向上に対する検証を行い、その評価法を提案する。なお、一体化のための接合アンカーに対しては第7章で示す。

第7章では、

煉瓦躯体と補強材との一体化を図るためのあと施工アンカーは、その設計・施工において耐力や仕様が明確でなく、RC造に対するものを流用している。本論文では、煉瓦造の特異性を明確化し、煉瓦躯体に対するあと施工アンカーの確実な施工方法の確立と構造性能を把握するための実験を行い、煉瓦躯体に対するあと施工アンカーの耐力式を提案する。

第8章では、各章で得られた主な成果と、今後の課題について示す。



第1章 参考文献

1	重要文化財（建造物） 耐震診断指針	文化庁，平成 24 年 6 月改正
2	重要文化財（建造物） 耐震診断指針・耐震補強の 手引き（改訂版）	文化庁，平成 29 年 3 月
3	日本の世界遺産	文化庁 HP：世界遺産 http://bunka.go.jp
4	国宝・重要文化財	文化庁 HP：国指定文化財等データベース 「国宝・重要文化財」，「煉瓦造」で検索 http://kunishitei.bunka.go.jp
5	登録有形文化財	文化庁 HP：国指定文化財等データベース 「登録有形文化財」，「煉瓦造」で検索、建造物のみ http://kunishitei.bunka.go.jp
6	弘前れんが倉庫美術館	弘前れんが倉庫美術館 HP http://hirosakimai-moca.jp
7	建築のエイジングを生かし た保存再生の設計方法	鯉坂徹，ディテール 196，彰国社，pp52，2013.APRIL
8	日本煉瓦史の研究	水野信太郎，（財）法政大学出版社，1999 年
9	2017 年改訂版 既存鉄筋 コンクリート造建築物の耐 震診断基準・同解説	（一財）日本建築防災協会/国土交通大臣指定耐震改 修支援センター，2017 年 7 月
10	無補強煉瓦造建築および市 街地建築物法期の鉄筋コン クリート造性能評価ガイド ライン	（一財）国土開発技術研究センター，p8，1998 年
11	建築・土木分野における歴 史的建造物の診断・修復研 究委員会報告書	（公社）日本コンクリート工学会，pp264~267，2007 年 6 月

12	日本建築構造基準変遷史	大橋雄二，（一財）日本建築センター，1993 年 12 月
13	関東大震災における建築物 被害報告に関する一考察	浦山侑美子，日本建築学会九州支部研究報告，第 54 号， pp553~556，2015 年 3 月
14	RC 造導入期における 事務所建築の構造形式と 建築計画	野村正晴，日本建築学会計画系論文集，第 83 巻 第 749 号，pp1325-1335，2018 年 7 月
15	濃尾地震の名古屋郵便局 被災写真	国立科学博物館 HP http://www.kahaku.go.jp
16	関東大震災の凌雲閣 被災写真	日本の最も美しい赤レンガの名建築， 歴史的建築研究会，株式会社エスクナレッジ，p7， 2018 年 10 月
17	煉瓦造建築物の耐震診断 規準 改訂第 2 版	（一社）北海道建築技術協会，平成 27 年 5 月

第2章 既存煉瓦造建築物の概説

2.1 はじめに

2.2 既存煉瓦造建築物の技術史

2.3 使用材料の変遷

2.3.1 煉瓦の製造

2.3.2 煉瓦の目地

2.4 既存煉瓦造建築物の構造技術の変遷

2.4.1 煉瓦造構造躯体の変遷

2.4.2 煉瓦の組積方法

2.4.3 セメント目地の実用化

2.4.4 建物高さの制限

2.4.5 その他の耐震化技術

2.5 既存煉瓦造建築物の被災状況と構造技術の発達

2.5.1 濃尾地震

2.5.2 関東大震災

2.5.3 兵庫県南部地震（阪神・淡路大震災）

2.5.4 東北地方太平洋沖地震（東日本大震災）

2.5.5 地震による既存煉瓦造建築物の破壊状況

2.6 第2章のまとめ

第2章の参考文献

第2章 既存煉瓦造建築物の概説

2.1 はじめに

煉瓦造は世界的にも多くの建物に採用されている建築工法の一つであり、日本では、明治以降、建築物に限らず土木構造物にも多く採用された構工法である。煉瓦造建築物は、明治から昭和初期の約70年余りの短い期間に繁栄衰退した構造で、現在では新築されることはほとんどない。しかしながら、近年では日本の近代技術の象徴として、既存煉瓦造建築物の保存を求める声が増え、保存・活用される建物が増加しつつある。

本章では、既存煉瓦造建築物について、技術史的観点から耐震性能に関する以下のことについて、文献調査により明らかにする。

1) 使用材料の変遷

外国人技術者による煉瓦造建築の導入に伴い、建築材料である煉瓦や目地材料を輸入し、その後、国内生産品として各地の煉瓦造建設に使用されるまでの過程について明らかにする。

2) 既存煉瓦造建築物の構造技術の変遷

地震の少ない欧米諸国から持ち込まれた煉瓦造建築物は、二度の大地震により被害を受けた。工部大出身の日本人技術者による耐震性能向上のための技術革新の過程を、構造的観点から把握する。

3) 既存煉瓦造建築物と地震

煉瓦造建築物は、竣工後、明治から現在に至るまでの間にいくつかの大地震を経験した。既存煉瓦造建築物の被災がきっかけとなり、耐震性や耐震補強の技術が発展していくその過程について明らかにする。

2.2 既存煉瓦造建築物の技術史

江戸末期から明治初め、煉瓦造建築物の黎明期は、長崎や横須賀の製鉄所、港湾施設などの官営工場などが、煉瓦や目地といった材料とその施工を含め、外国人技師の指導により建設されていた。

明治 5 年に起きた銀座大火の直後、明治政府と東京府は「銀座煉瓦街計画」を打ち出した。その目的は、道路整備・拡幅による都市改造と家屋の煉瓦造化による都市の不燃化であり、煉瓦造建築物に対して、建物規模、煉瓦の積み方、外壁の厚さなどが指示されていた¹⁾。

近代化を目指した日本では、煉瓦は耐久性や耐火性に優れているといわれており、煉瓦造建築物の建築が次々と各地に広がり建設されていった。

当初、煉瓦造は西洋技術をただ取り入れただけのものであったが、濃尾地震、関東大震災の 2 つの大きな地震を短い間に経験したことで、日本独自の耐震化技術が考案されていく。このように、建設時期は 70 年余りと短いですが、煉瓦造建築物を取り巻く構造技術は大きく変化していた。

表 2.1 に煉瓦造に関する主な出来事、災害、煉瓦の規格および耐震基準についての年表を示す。

また、「歴史的煉瓦造建築物の補修工事報告書」を整理し、表 2.2 にまとめた。竣工年代順に並べてみると、以降に記述する技術史的内容が確認できる。

表 2.1 煉瓦造の歴史年表

元号	西暦	月		災害	煉瓦の規格	耐震基準		
安政	4	1857	ハルデス(蘭)指導 日本初の赤煉瓦製造					
慶応	2	1866	ヴェルニー(仏)指導 建築用煉瓦製造					
明治	元	1868	7					
	2	1869		ウォートルス(英)指導 建築用煉瓦を現地製造				
	4	1871		バスチャン(仏)指導 富岡製糸場の煉瓦製造				
	5	1872	2				銀座の大火	
			3	銀座煉瓦街建設着工				
			11	富岡製糸場竣工				
	16	1883	11	鹿鳴館竣工				
	20	1882		日本煉瓦製造株式会社設立				
	21	1888		北海道庁旧本庁舎				
	23	1890	11	浅雲閣竣工				
	24	1891	3	ニコライ堂竣工				
	24	1891	10				濃尾大地震	
	27	1894	6				東京地震	
			12	三菱1号館竣工				
	28	1895		法務省旧本館				
	29	1896	2	日銀本館竣工				
	35	1902						規格なし
	36	1903	9	シャトー・カミヤ醸造場施設竣工				
42	1909	6	赤坂離宮竣工					
44	1911	4	警視庁竣工					
大正	元		12		JESS号	家屋耐震構造論(佐野利器) 警視庁建築取締規則案 市街地建築物法公布		
	3	1914	12	東京駅丸の内駅舎開業				
	5	1916						
	7	1918	11	大阪中央公会堂竣工				
	9	1920						
	11	1922	7	帝国ホテル新館竣工				
	12	1923	9				関東大震災	
	13	1924	3					
	14	1925		九州大学旧工学部		市街地建築物法改正		
	15	1926		和歌山紡績製糸工場				
			日本捕鯨別館					
昭和					JIS制定R1250 JIS改定	建築基準法制定		
	25							
	26	1951						
	56	1981	2					

表2.2 歴史的煉瓦造建築物の概要

	建物名称	竣工年		設計者		構造種別	建物規模	積み方	煉瓦	目地	床	屋根
1	旧富岡製糸場西置繭所	1872年	明治5年	バスチャン	仏	木骨煉瓦造	2階建	フランス積み	群馬県内産	石灰モルタル	木床	木造小屋組
2	旧金森洋物店	1880年	明治13年	渡邊熊四郎		煉瓦造	2階建	イギリス積み	道内煉瓦	石灰モルタル	木床	木造小屋組
3	旧神戸居留地十五番館	1880～1881	明治13～14年	不詳		木骨煉瓦造	2階建	イギリス積み	日本製	漆喰目地	木床	木造小屋組
4	同志社彰栄館	1884年	明治17年	宣教師グリーン	米	煉瓦造	2階建（鐘楼あり）	アメリカ積み	堺・和泉	漆喰目地	木床	木造小屋組
5	旧手宮鉄道施設（機関車倉庫）	1885年	明治18年	平井晴二郎		煉瓦造	平屋	フランス積み	複数混在		－	木造小屋組
6	国立国会図書館支部上野図書館	1886年	明治19年	久留正道		鉄骨補強煉瓦造	地下1階地上2階	イギリス積み				
7	同志社礼拝堂	1886年	明治19年	宣教師グリーン	米	煉瓦造	平屋（煙突あり）	アメリカ積み		漆喰目地	－	木造小屋組
8	北海道庁旧本庁舎	1888年	明治21年	平井晴二郎		煉瓦造	地下1階地上2階	フランス積み	道内煉瓦	石灰入りセメントモルタル	木床、RC床	木造小屋組
9	京都大学（中央）旧石油科学教室本館	1889年	明治22年	山口半六/久留正道		煉瓦造	3階建	イギリス積み	バラツキあり		木床	木造小屋組
10	旧下野煉化製造会社煉瓦窯	1890年	明治23年	ワグネル	独	煉瓦造	煉瓦窯+煉瓦煙突	イギリス積み			－	木造小屋組
11	日本ハリストス正教会教団大聖堂	1891年	明治24年	ジョサイア・コンドル	英	煉瓦造	2階建（鐘楼あり）	イギリス積み	複数混在	石灰入りセメントモルタル	木床	木造小屋組
12	三菱一号館	1894年	明治27年	ジョサイア・コンドル	英	煉瓦造（帯鉄）	地下1階地上3階	イギリス積み	小菅集治監	セメントモルタル	I鋼にRC床	木造小屋組
13	同志社クラーク記念館	1894年	明治27年	リヒャエト・ゼール	独	煉瓦造	2階建（塔屋あり）	イギリス積み		石灰入りセメントモルタル	木床	木造小屋組
14	中央合同庁舎第6号館赤れんが棟	1895年	明治28年	エンデ／ベックマン	独	煉瓦造（角部に鋼材）	3階建	ドイツ積み	上敷免製	セメントモルタル	鉄骨梁木床	木造小屋組
15	旧本庄商業銀行倉庫	1896年	明治29年	岡本鑒太郎		煉瓦造	2階建	オランダ積み	上敷免製	石灰入りセメントモルタル	木床	木造小屋組
16	旧長崎税関下り松派出所	1898年	明治31年	不詳		煉瓦造	平屋	イギリス積み		漆喰目地	－	木造小屋組
17	シャトーカミヤ旧醸造場施設	1903年	明治36年	岡田時太郎		煉瓦造（帯鉄）	2階建	イギリス積み	敷地内製造	石灰入りセメントモルタル	木床	木造小屋組
18	旧香港上海銀行長崎支店	1904年	明治37年	下田菊太郎		石造・煉瓦造	3階建				木床	木造小屋組
19	東京砲兵工廠銃砲製造所	1905～1920	明治38年～大正9年	陸軍省建築部		木骨煉瓦造/鉄骨煉瓦造	平屋	オランダ積み	上敷免製		I鋼にRC床	木造小屋組／鉄骨小屋組
20	旧日本銀行京都支店	1906年	明治39年	辰野金吾／長野宇平次		石材煉瓦混合構造	2階建	イギリス積み	大阪窯業製		I鋼にRC床	木造小屋組
21	旧下関英国領事館本館	1906年	明治39年	ウイリアム・コーワン	英	煉瓦造（帯鉄）	2階建	イギリス積み	岸和田	石灰モルタル	木床	木造小屋組
22	旧奈良監獄北倉庫	1908年	明治41年	山下 啓二郎		煉瓦造（帯鉄）	2階建	イギリス積み	奈良刑務所	石灰入りセメントモルタル	木床	木造小屋組
23	旧金澤陸軍兵器支廠兵器庫	1909～1914	明治42年～大正3年	陸軍省		煉瓦造	2階建	イギリス積み		石灰モルタル	木床	木造小屋組
24	旧近衛師団司令部庁舎	1910年	明治43年	田村 鎮		煉瓦造	2階建	イギリス積み		モルタル	木床	木造小屋組
25	みなとみらい21（赤レンガ倉庫）	1911年	明治44年	大蔵省(妻木頼黄)		煉瓦造（帯鉄）	3階建	イギリス積み		石灰入りセメントモルタル	I鋼にRC床	鉄骨小屋組
26	旧八百津発電所	1911年	明治44年	不詳		煉瓦造	2階建	イギリス積み		セメントモルタル	RCスラブ	鉄骨屋根
27	岩手銀行（旧盛岡銀行）旧本店本館	1911年	明治44年	辰野・葛西事務所		煉瓦造	2階建（塔屋あり）	イギリス積み	岩手県産	モルタル	木床	木造小屋組
28	碓氷峠鉄道施設変電所（丸山変電所）	1911年	明治44年			煉瓦造	平屋	イギリス積み	上敷免製	石灰入りセメントモルタル	－	鉄骨小屋組
29	内閣文庫	1911年	明治44年	大熊 喜邦		煉瓦造（帯鉄）	3階建	イギリス積み	東京型	石灰入りセメントモルタル	木床	木造小屋組
30	旧秋田銀行本店本館	1912年	明治45年	星野男三郎		煉瓦造（帯鉄）	2階建		地方産	漆喰目地	木床	木造小屋組
31	東京駅丸の内駅舎	1914年	大正3年	辰野・葛西事務所		鉄骨補強煉瓦造	3階建（塔屋あり）	イギリス積み	上敷免製他	石灰入りセメントモルタル	I鋼にRC床	鉄骨小屋組
32	明治学院礼拝堂（チャペル）	1916年	大正5年	ヴォーリズ		煉瓦造	平屋	イギリス積み	再利用品	モルタル	－	木造小屋組
33	山口県旧県会議事堂	1916年	大正5年	妻木 頼黄		煉瓦造（山形金網）	2階建	オランダ積み	岸和田	石灰入りセメントモルタル	木床	木造小屋組
34	山形県旧県庁舎及び県会議事堂	1916年	大正5年	中条精一郎		煉瓦造	2階建	イギリス積み	上敷免製	石灰モルタル	木床／RC床	木造小屋組
35	大阪市中央公会堂	1918年	大正7年	辰野金吾／片岡 安		鉄骨補強煉瓦造	地下1階地上3階	イギリス積み	少し大きめ	石灰入りセメントモルタル	I鋼にRC床	鉄骨小屋組
36	旧名古屋控訴院地方裁判所区裁判所庁舎	1922年	大正11年	司法省		煉瓦造	3階建	イギリス積み	名古屋監獄	セメントモルタル	RCスラブ	木造小屋組

2.3 使用材料の変遷

2.3.1 煉瓦の製造

1) 煉瓦の寸法規格

煉瓦製造において技術史的観点から注目されるのは、煉瓦寸法の変遷である。木造建築物が中心の日本で煉瓦造を導入するためには、海外諸国（主に西欧各国）の外国人技術者から技術を得る必要があった。オランダ人ハルデス、フランス人ヴェルニー等が持ち込んだ技術は、諸外国で建設されていた煉瓦造に使用されていた寸法の煉瓦による建築様式であった。

明治期、各国製造の煉瓦石の寸法²⁾を表 2.3 に示す。輸入煉瓦は外国人の手の大きさに見合ったサイズであったといわれており、後に生産される国内煉瓦より若干大きめであった。文献³⁾に示された煉瓦寸法について、表 2.4 には幕末・明治初期の煉瓦の寸法、表 2.5 には明治時代主要型式の煉瓦の寸法を示す。この 2 つの表から考えられることは、明治初期には煉瓦は規格化されておらず、生産時期、地域、また製造工場によって、寸法、強度、品質等が異なっていたが、明治中期になると規格化・標準化の傾向がみられることである。

明治中頃になると、煉瓦造は全国的に広がり、官公庁や学校、工場などの比較的大規模な煉瓦造建築物が次々に建設されるようになる。このとき、必要な煉瓦個数を確保するため、煉瓦は数社から納入することとなり、明治 35 年頃には煉瓦の寸法や品質の規格化が求められるようになる。そこで、大正 13 年 3 月制定の日本標準規格(JIS 規格)において公に規格統一された。表 2.6 に JIS 規格の変遷を示す⁴⁾。

表 2.3 明治の各国製造の煉瓦石の寸法

獨逸	ドイツ	Normal format	25.0 × 12.0 × 6.5
英吉利	イギリス	北部	23.6 × 11.5 × 7.6
		南部	25.4 × 12.4 × 7.6
		スタッフチルドシャイア	22.9 × 10.9 × 6.5
澳地利	オーストラリア		30.5 × 15.0 × 6.7
仏蘭西	フランス		22.0 × 10.6 × 5.4
百耳善	ベルギー		17.6 × 8.5 × 4.5
西班牙	スペイン		28.0 × 14.0 × 5.0
荷蘭	オランダ		26.0 × 12.0 × 5.4
伊太利	イタリア		30.0 × 15.0 × 5.0
瑞典	スウェーデン		25.0 × 12.0 × 6.5
瑞西蘭	スイス		25.0 × 12.0 × 6.5
合衆国	アメリカ		20.0 × 10.0 × 5.0
墨其古	メキシコ		26.0 × 13.0 × 6.5

表 2.4 幕末・明治初期の煉瓦の寸法

採 取 場 所	建 設 年	煉瓦寸法 mm	備 考
グラバー邸 出土	伝1860ころ	218×106×43 223×110×38 228×114×38	いわゆる“こんにゃく”煉瓦実測 〃 〃 〃 〃
大浦天守堂司祭館壁	伝1875	220×100×39	〃 〃
小菅ドック捲上げ機室	1865?	218×100×40	〃 〃
鹿児島赤倉病院跡	1871?	228×114×63 210×115×65 253×?×?	赤煉瓦 〃 〃 〃 〃 〃
富岡製糸所西倉庫	1871	223×110×57	〃 〃
銀座煉瓦街	1872	227×?×?	明治工業史 建築篇 p.57 東京府布達文
長崎東山手旧十二番館 下水	1882?	220×100×43 210×?×40	赤煉瓦 実測 〃 〃
旧長浜駅壁窓回り	1881	223×108×53	〃 〃

表 2.5 明治時代主要型式の煉瓦の寸法

種 類	長 寸	さ mm	幅 寸	mm	厚 寸	さ mm
並 形	7.4	224	3.5	106	1.75	53
東 京 形	7.5	227	3.6	109	2.0	60.5
作 業 局 形	7.5	227	3.6	109	1.85	56
山 陽 新 形	7.2	218	3.45	104.5	1.7	51.5
山 陽 形	7.5	227	3.55	107.5	2.3	70

表 2.6 JIS 規格の変遷

年代	名称	JIS制定又は改訂	品質	圧縮強さ	吸水率	煉瓦寸法(mm)
明治35年頃	普通煉瓦		焼過、並焼、 1等, 2等, 3等 下焼過	焼過1等 610听/平方吋	同 13.3%	227×109×60.6 (7寸5分)(3寸6分)(2寸)
大正13年3月	普通煉瓦	JES8号 種別A1 制定	上焼 1等 上焼 2等 並焼 1等 並焼 2等	150kg/cm ³ 100kg/cm ³	14.0% 18.0%	
大正13年3月	空洞煉瓦	JES9号 種別A2 制定	1等 2等			第1種 (1,2,3,4,6本形) 第2種 (8,12,16,20,24cm形)
昭和26年1月	普通煉瓦	JIS制定 R1250	上焼 1等, 2等 並焼 1等, 2等	150kg/cm ³ 100kg/cm ³	20.0% 23.0%	210×100×60(一般用) 225×109×60(ボイラー用)
昭和26年1月	空洞煉瓦	JISR1251制定 (昭和53年12月廃止)	1等 2等			第1種 (1,2,3,4,6本形)
昭和56年2月	普通煉瓦	改定	1種 2種 3種	100kg/cm ³ 150kg/cm ³ 200kg/cm ³	23.0% 20.0% 17.0%	210×100×60
昭和63年3月	普通煉瓦	改定	2種 3種 4種	150kg/cm ³ 200kg/cm ³ 300kg/cm ³	15.0% 13.0% 10.0%	210×100×60
昭和62年8月	建築用煉瓦	JISA5213制定 (平成5年3月廃止)	外形、断面による区分	700kg/cm ³ 500kg/cm ³ 300kg/cm ³ 200kg/cm ³	8%未満 12.0% 16.0%	標準形 215×65×102.5 ようかん215×65×45 大型 290×140×215
平成6年6月	建築用 セラミック メーソンリー ユニット	JISA5210	基本形ユニット 異種ユニット	20N/mm ³ 30N/mm ² 40N/mm ² 50N/mm ² 60N/mm ²	 14.0% 12.0% 10.0%	セラミック煉瓦 モジュール長さ 300mm未満のもの 標準形 225×75×112.5 ようかん225×75×50

2) 煉瓦の製造

外国人指導者のもと輸入材料で建設されていた煉瓦造であるが、建設増加によって各地に煉瓦工場ができ、国産煉瓦が大量に製造されるようになる。図 2.1, 図 2.2 に明治中期から大正期の工場数と生産高の経緯を示す⁵⁾。

煉瓦の生産は、明治 30 年代前半から次々に建設される煉瓦造建築物の需要増加に伴い、大正 7 年(1918 年)頃にピークに達する。大正 9 年(1920 年)を過ぎると東京丸の内を中心に当時アメリカから技術が導入された RC 造や鉄骨造のビル建設により、煉瓦の生産は減少し始めた。大正 12 年(1923 年)に起きた関東大震災によって煉瓦造の建設は激減することとなり、煉瓦の生産に影響を及ぼした。

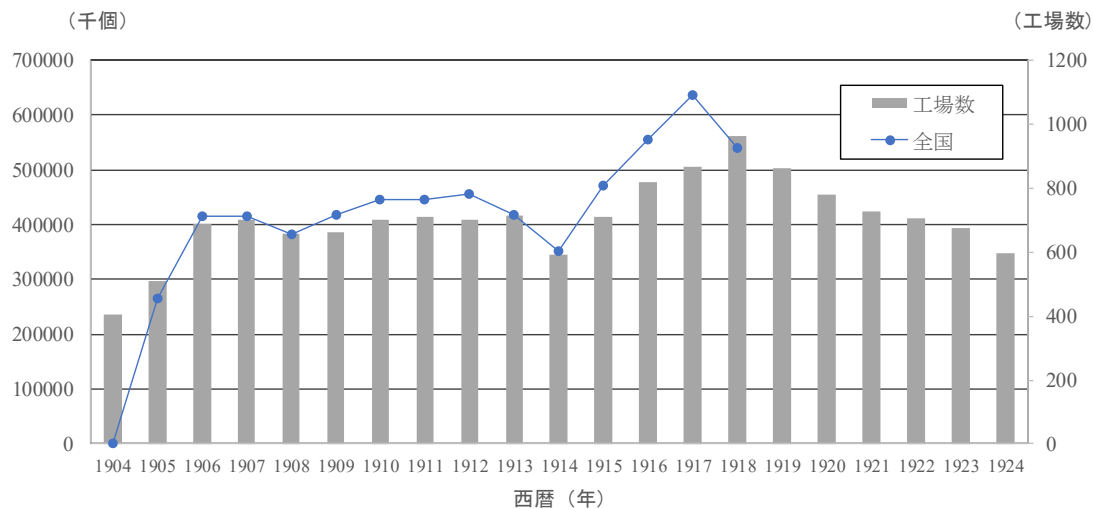


図 2.1 工場数と生産高

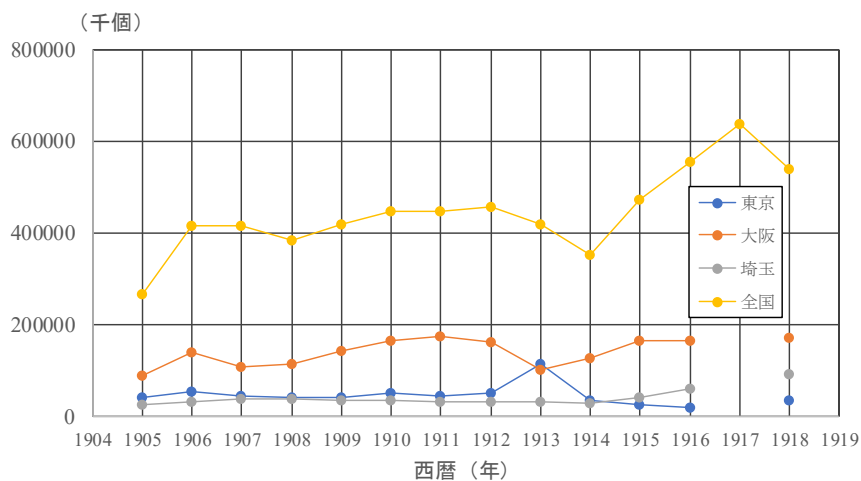


図 2.2 普通煉瓦製造高

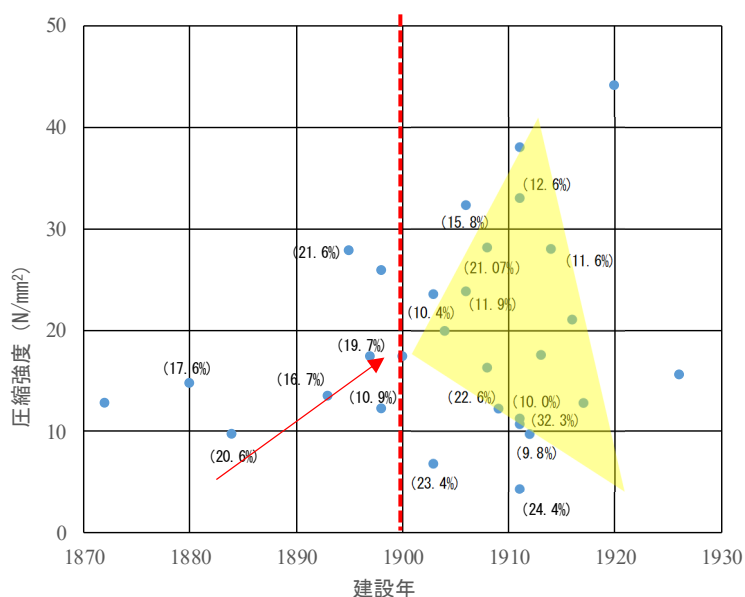
3) 煉瓦の品質

既存煉瓦造建築物の耐震診断および耐震補強の際に煉瓦や目地の材料特性を知ることは重要である。そのための耐震調査項目の1つとして煉瓦単体の圧縮強度試験がある。

煉瓦単体の圧縮試験を行う際には吸水率試験も同時に行われることが多い。圧縮強度が高く吸水率が低いものほど煉瓦の品質が良く、経年変化に強いと判断できるためである。また煉瓦製造の技術力向上にも繋がるとも考えられ、他の既存煉瓦造建築物との比較を行うためにも、重要な材料試験の1つである。

図 2.3 に「歴史的煉瓦造建築物の補修工事報告書」に記載された煉瓦単体の圧縮強度を整理し、建設年と圧縮強度の関係を示す。試験体の形状や試験方法は統一されていないため、圧縮強度の値をそのまま比較することはできないが、1900 年頃までは圧縮強度が高くなる傾向が読み取れる。以降、煉瓦が規格化される 1920 年まで圧縮強度が高くなっていくかという、そうではない。1900 年以降は、圧縮強度がかなり高いものと低いものとが存在しており、このばらつきが発生した要因を以下と想定した。

- ① 中規模以上の煉瓦造建築物を建設する上で、大量生産が可能な工場では、製造する煉瓦の規格化を目指し、品質の安定化を試みていた。
- ② 大規模煉瓦造建築物の建設には、いくつかの工場から煉瓦を入手する必要があったため品質を統一化していく必要があり、強度が高く安定した煉瓦が製造されるようになっていた。
- ③ 一方、家内工場のような小規模工場も多く存在しており、全国的な統一までには至らなかった。



※図 2.3 は、「歴史的組積造建築物の耐震性に関する研究（その 4）」
大島睦巳、他、日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）、pp813～814、2017 年 8 月にて
17 件の調査を行っており、それに追記したものである。

図 2.3 建設年と煉瓦の圧縮強度・吸水率の関係（単体）

2.3.2 煉瓦の目地

煉瓦躯体は、煉瓦を目地材によって積み上げた複合構造であり、構築するための接着材として目地が存在する。

1) とろ目地

国内で煉瓦造建築物が建設された当初は、「とろ目地」で、泥状態の目地材料のことであり、古くは日干し煉瓦の時代から使用されていた。日干し煉瓦と同じ成分の「とろ目地」は一体性が図られたが、焼成煉瓦とは成分や強度が異なるため、かなり弱い目地であったといえる。

2) 漆喰目地・石灰目地

漆 喰：消石灰が主成分

石 灰：生石灰 (CaO)、消石灰 ($\text{Ca(OH}^2\text{)}$)

石灰モルタル：石灰＋砂＋水

煉瓦造が建設されはじめた当初は、左官材料であった漆喰が煉瓦造建築物の目地材料として利用され、煉瓦積み施工は左官職人が行っていたといわれている。目地モルタルの配合が規定される明治の半ばまで、漆喰目地や石灰目地がその中心であったが、強度が低く、そのため構築された煉瓦壁は目地にクラックが生じやすい。

3) セメント入り石灰モルタル目地、石灰入りセメントモルタル目地

(以降、本論文では「セメント入り石灰モルタル」、と称す)

セメント入り石灰モルタル：石灰＋砂＋水＋セメント

田中豊輔、他は、濃尾地震で被災した煉瓦造建築物「第三師団司令部」の調査後の被災状況報告において、煉瓦と目地の一体性が図られず、煉瓦壁の亀裂はモルタル目地に入っていることを報告している。

濃尾地震以降、目地材料には『付着強度の高いセメントを使用する』旨とした規制ができた。

4) セメントモルタル目地

セメントモルタル：セメント＋砂＋水

現在、組積施工にはセメントモルタルを使用することが一般的である。

ただし、セメントモルタル目地は、目地材が煉瓦単体の材料強度を上回る場合があり、クラックは煉瓦に起きることになる。

図 2.4 に「歴史的煉瓦造建築物の補修工事報告書」に記載された煉瓦要素せん断強度を整理し、建設年とせん断強度の関係を示す。図 2.3 と同様、試験体の形状や試験方法は統一されていない。特に、せん断試験では、軸力を付加するかしないかで、目地のせん断強度が変わってくる。ただし、それを加味しても、1900 年以降に竣工した煉瓦造建築物では、せん断強度の高いものが存在している。この要因は、2.4.3 項にて記す。

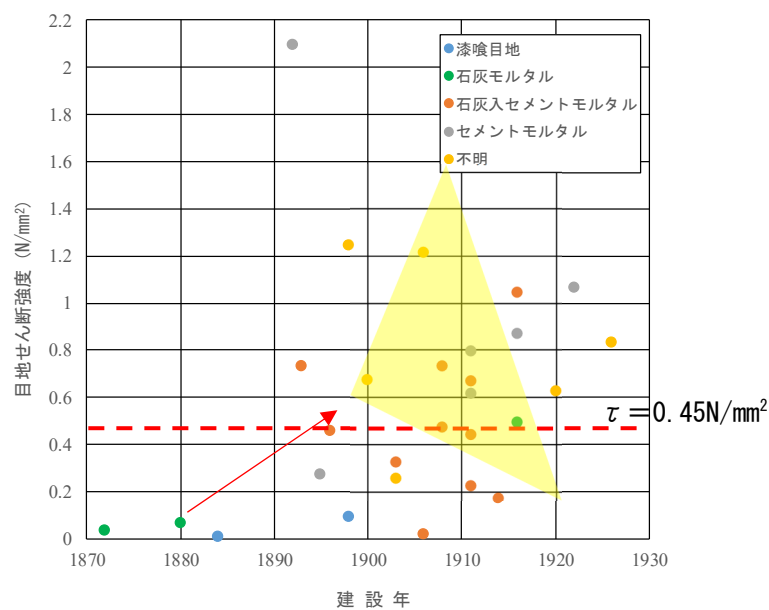


図 2.4 建設年と目地せん断強度の関係

表 2.7 に明治から大正時代の文献における煉瓦造用の目地モルタル配合の一例を示す。

表 2.7 目地モルタル配合例

文献名	筆者など	発行年	調(配)合(質量比)			備考
			セメント	石灰	砂	
明治工業史建築編 ⁶⁾	河合浩蔵	1888年 (明治21年)		1	3	下積用
			1		3	鉄梁し下等
			1	0.25	4	表積レンガ用
			1.5	1.5	9	アーチ
建築工事 仕様書便覧 ⁷⁾	小園巳一	1905年 (明治38年)	1	2	5	煉瓦積み用
			1		1	化粧目地用
大建築学 下巻 ⁸⁾	三橋四郎	1908年 (明治41年)	1		3	地中煉瓦積み用
			1	2	5	平壁用
			1	1	3	迫持用
			2		1	化粧目地用
大建築学 第1巻 ⁹⁾	三橋四郎	1923年 (大正12年)	1	2	5	煉瓦積み用
			1		3	上等モルタル
			1	3	6	中等モルタル
			1		4	
			1	4	8	下等モルタル
			1	3	5	煉瓦造家屋の耐震的 構造にする場合
			1		3	
大建築学 第3巻 ¹⁰⁾	三橋四郎	1923年 (大正12年)	1	2	5	平壁用
			1	1	3	迫持用
			2		1	化粧目地用

2.4 既存煉瓦造建築物の構造技術の変遷

2.4.1 煉瓦造構造躯体の変遷

1) 木骨煉瓦造（鉄骨煉瓦造）

富岡製糸場西蔵置場の建物は、フランス人バスティアンによって建てられたことは知られており、木造の軸組に煉瓦壁を組積して造る「木骨煉瓦造」と呼ばれ、西洋ではよく見られる煉瓦造の一種である¹¹⁾。

「木骨煉瓦造」の特徴は、軸組を木の柱と梁材で、軸組を煉瓦で被覆または充填したもので、煉瓦壁は外壁のみ、建物内部には壁が存在しない。壁厚は1枚積み若しくは1.5枚積みと薄く、自重のみを負担している。従って、構造架構としては木造扱いで、煉瓦壁は仕上材として耐火性の高い壁とした建物である。

このように、明治政府が中心となり建設が進められていた明治初期の煉瓦造の多くは「木骨煉瓦造」であった。濃尾地震以降にも建設され続けた「木骨煉瓦造」の多くは被覆型で、煉瓦造と比較すると施工期間が短く、コストも安いという理由がある。

なお、市街地建築物法上では「木骨煉瓦造」と「煉瓦造」は別扱いの構造架構である。

2) 煉瓦造

本論文では、煉瓦を主要な材料とした無補強煉瓦による組積造を煉瓦造とする。

銀座の大火後、『煉瓦は耐火性に優れている』ということで、銀座煉瓦街計画では、組積造である「煉瓦造」が推奨された。明治中期以降には大型の煉瓦造が次々と建設されるが、濃尾地震後に建設された大規模煉瓦造建築物には、帯鉄が混入した補強鉄骨煉瓦造に移行していった。なお、中小規模の煉瓦造はその後も無補強煉瓦造として建設されていた。

3) 補強鉄骨煉瓦造

濃尾地震以降に建設された大規模な煉瓦造建築物では、被災経験から得た耐震性能向上のための工夫が盛り込まれた。鉄骨の使用もその1つである。

濃尾地震の被災状況を自ら調査したコンドルは、三菱一号館の建設にあたり、「碇聯鐵工法」によって煉瓦造の補強を行う。「妻木式工法」¹²⁾とも呼ばれたこの工法は、妻木頼黄が携わった煉瓦造建築物にはよく見られた工法である。水平方向に帯鉄を敷き、壁の交差部では直行方向のボールド（鉄棒）によって碇着させる。

なお、「碇聯鐵工法」とは別に、輸入鉄材を多く使用する「補強鉄骨煉瓦造」が考案され、東京駅丸ノ内駅舎や大阪中央公会堂には多くの鉄骨が使用されていた。

煉瓦造における歴史の先に、碇聯鐵工法は鉄筋コンクリート造に、補強鉄骨煉瓦造は鉄骨鉄筋コンクリート造にそれぞれ発展していったともいわれている¹³⁾。

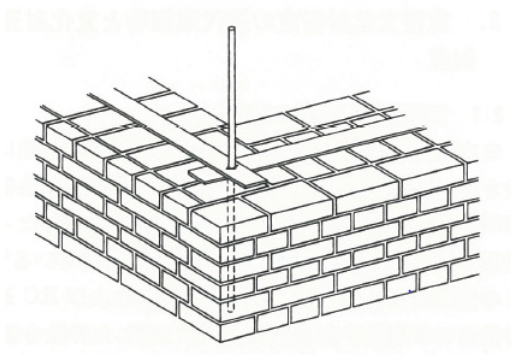


図 2.5 碇聯鐵構法の模式図¹⁴⁾

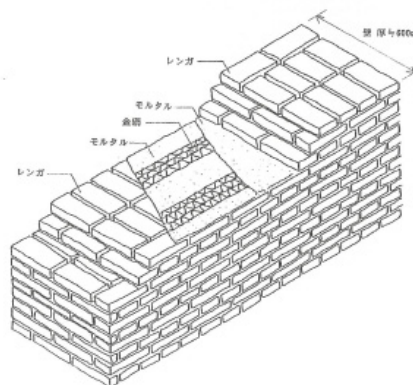


図 2.6 山形金網の模式図¹⁵⁾

構造種別といった見方をすると、「木骨煉瓦造（鉄骨煉瓦造）」、「煉瓦造」、「補強鉄骨煉瓦造」は、鉛直力と地震時水平力の負担が異なっており、煉瓦造建築物ではあるが、一括にはできない¹⁶⁾。従って、耐震診断および耐震補強の考え方も異なる。本論文では、主に「煉瓦造」を取り上げるものとした。

2.4.2 煉瓦の組積方法

煉瓦造建築物の躯体である煉瓦壁は、煉瓦を目地材（古くは漆喰、現在ではモルタル）で接着させながら一体化して築造する。建物高さによって、煉瓦壁の壁厚には規定があり、壁厚方向に、1枚積み、2枚積みといった寸法で構築する。外観は様々な積み方があり、図 2.7 に代表的な積み方を記載する¹⁷⁾。

1) フランス積み（フレミッシュ積み）

この方法は、同じ段の水平方向に煉瓦の長手と小口とが交互に現れるため、外観は美しい。その反面、芋目地がしやすいことで構造的には弱いといわれている。

2) イギリス積み

この方法は、長手だけの段と小口だけの段が交互に重なる。そのため、煉瓦積みの作業に煩雑さがなく容易で、また芋目地が比較的できにくいことで構造的には強いといわれている。

3) オランダ積み

ほぼ、イギリス積みと同じ積み方であるが、出隅部の処理が異なる積み方で、出隅部で、「七五の煉瓦」を用いる。国内では、山口県旧県議会議事堂で見られる。

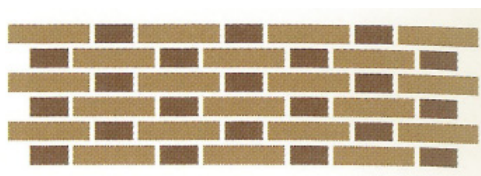
4) 小口積み

ドイツ積みとも呼ばれており、どの段も小口のみが見られる外観となる積み方で、外装用の後積み工法である。司法省（明治 28 年竣工）などの官庁集中計画の一部である建物に使用された。これは、イギリス積みの煉瓦躯体を美しく見せるため、化粧煉瓦によ

る小口積みを施した。辰野金吾はこの方法を好んで用いたようで、東京駅丸ノ内駅舎は、ドイツ積みの代表作でもある。

5) アメリカ積み

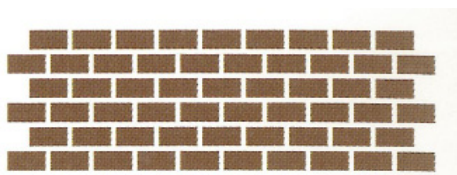
この方法は、ほぼ長手積みに近く、数段おきに小口積みを挟むように築造される。国内でこの積み方が見られる代表的な建物は、「同志社大学」の建物である。



フランス積み



イギリス積み（オランダ積み）



小口積み（ドイツ積み）



アメリカ積み

図 2.7 煉瓦の積み方¹⁸⁾

煉瓦造建築物の積み方には数種類あるが、国内の煉瓦造建築物の多くはフランス積みとイギリス積みに2分化できる。

煉瓦造建築物の建設が始まった明治初期、明治政府が設立した官営工場の多くは、外国人技術者によって設計された建物で、このときフランス積みが多く用いられた。明治10年代半ばころからイギリス積みが増えはじめ、その後はイギリス積みに統一されていく。その理由は次の2点が考えられる。

- ① イギリス人コンドルの教え子である工部大学校出身の日本人建築家が手がけた建物はイギリス積みである¹⁹⁾。
- ② 初期の特記仕様書には、イギリス積みとの記載があったため、大規模煉瓦造にはイギリス積みが使用されるようになった。

なお、フランス積みは長手と小口が交互に配置されるため意匠性に美しく、イギリス積みは目地が少ないため堅固であるという説がある。既往の研究では、積み方の違いによる力学的性質について検証している²⁰⁾。

2.4.3 セメント目地の実用化

煉瓦と目地材による要素体の煉瓦造建築物の構造強度を左右するため、建物調査では目地材料も重要な調査項目の1つである。

表 2.8 に「歴史的煉瓦造建築物の補修工事報告書」に記載された目地材の調（配）合を下記に示す。

表 2.8 目地材の調（配）合

	報告書名	竣工年	調（配）合（質量比）		
			セメント	石灰	砂
1	旧神戸居留地15番街 保存修理工事報告書	1881年 (明治14年)	1		1
2	中央合同庁舎法務省 旧本館保存修理記録	1895年 (明治28年)	1	4	6
3	新港埠頭煉瓦上屋 耐力度調査報告書	1907年 (明治40年)	1/4	3/4	3
4	内閣文庫建築 調査記録	1909年 (明治42年)	1		5.1
5	旧松本家住宅修理 工事報告書	1909年 (明治42年)	1	1	6
6	山形県旧県庁舎県会議事堂保存 改修理工事報告書	1913年 (大正2年)	1分		3分5厘
7	三菱一号館	1909年 (明治42年)	1		1
8	八百津発電所	1909年 (明治42年)	1		2.8
9	山口県旧県会議事堂	1909年 (明治42年)	1	2	10
10	旧奈良監獄北倉庫 耐震対策工事報告書	1909年 (明治42年)	1	2.3	11.9
11	富岡製糸場	1872年 (明治5年)		5.5	1

1～6：既往の研究²¹⁾

7～11：「歴史的組積造建造物修理工事報告書」を整理したもの

明治24年に起きた濃尾地震は、煉瓦造建築物に日本独自の耐震性能を考えるきっかけを与えた。地震被害の原因として、目地の強度不足により煉瓦壁体の一体性が損なわれたと考えられたことで、濃尾地震以降はセメント入りモルタルの使用が提案された。

実際には、濃尾地震で被災した煉瓦造建築物は多くはないが、名古屋郵便局電信局の被害について、『建物重量と振動に対して、目地間モルタルが耐えられなかった』²²⁾とあるように、当時使用されていた石灰モルタル目地は強度が低かったものといえる。

これは、明治時代のセメント事情として、輸入品は高価で国産品は生産量が少なく品質が安定していなかったこともあり、セメントを使用した目地は少なかったようである。明治中

期になると国産品が安定し、濃尾地震以降はセメント入り石灰モルタルやセメントモルタルが普及する²³⁾。

2.4.4 建物高さの制限

建築物の高さの規定は、明治 24 年の濃尾地震の経験を踏まえ発達した日本独自の耐震規定の 1 つであり、煉瓦壁の厚さや高さ等に濃尾地震を踏まえた経験則が反映されたものである。

表 2.9 に大正 8 年に制定された市街地建築物法の構造細則を示す。その特徴は、外国の法規は、外壁の壁厚は階高から決まる制限が多いのに対し、日本では階高と壁長さなどで定めることが耐震性能上安全であるという認識から、壁長さの制限が加えられている。濃尾地震後に、震災予防調査会や造家学会などで行われた検討結果を踏まえ、海外とは異なった煉瓦造の耐震的な考え方ができていたことを示している。

表 2.9 大正 8 年制定の市街地建築物法の煉瓦造の細則概要より
(煉瓦造の外壁壁厚と高さ、壁長さの制限)

壁の高さ (尺)	壁の長さ (尺)	壁厚 (尺)			
		1 階	2 階	3 階	地階
15 尺以上 25 尺以下	24 尺以下	1.0			1.3
	36 尺以下	1.3			1.6
	48 尺以下	1.7			2.0
40 尺以下	24 尺以下	1.4	1.0		1.7
	36 尺以下	1.7	1.3		2.0
	48 尺以下	2.0	1.7		2.4
60 尺以下	24 尺以下	1.4	1.4	1.0	1.7
	36 尺以下	1.7	1.7	1.3	2.0
	48 尺以下	2.0	2.0	1.7	2.4

制定時：高さ 15 尺以上ものは壁長 36 尺を超えてはならない。

ただし、地盤が堅牢な場合、適当な補強を施したもので、地方長官の許可を受けて 48 尺までとすることができる。

改定時：壁長 30 尺を超えてはならない。ただし、壁厚特に大なる物は地方長官の許可を受け前項の規定

関東大震災では、表 2.9 の制限を満たしていた明治 30 年代以降の煉瓦造建築物には大きな被害はなかったといわれており、丸の内周辺の大規模建築物は関東大震災に十分耐えたことからそのことが伺える。

表 2.10 に示すように、関東大震災後の改正物法では高さ制限が一層強化された。この改正物法では、必要壁厚が当初の約 2 倍となっており、壁長さは 30 尺という制限とも相互し、

実質的には煉瓦造建築物の建築計画自体がほとんどできない状況となる。高さ制限の 30 尺と壁厚規制が、煉瓦造建築物の終焉の原因になったといえる。

表 2.10 改正物法による高さ制限

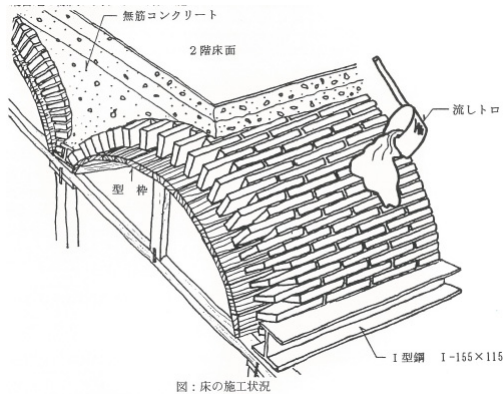
構造種別	警視庁建築取締規則案	制定時	改正時
	大正 7 年	大正 9 年	大正 13 年
木造	高さ 50 尺以下	高さ 50 尺以下	高さ 42 尺以下
	軒高 36 尺以下	軒高 38 尺以下	軒高 30 尺以下
木骨煉瓦造	高さ 36 尺以下	高さ 36 尺以下	高さ 25 尺以下
木骨石造		軒高 25 尺以下	軒高 15 尺以下
煉瓦造・石造	高さ 65 尺以下	高さ 65 尺以下	高さ 42 尺以下
	軒高 50 尺以下	軒高 50 尺以下	軒高 30 尺以下

2.4.5 その他の耐震化技術

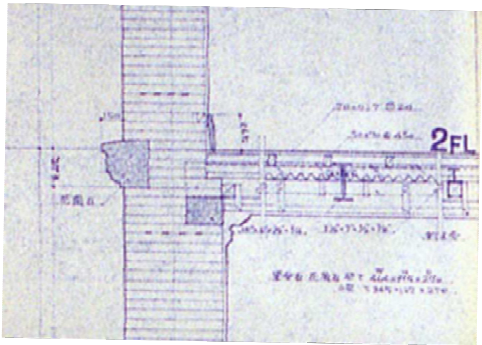
明治期の煉瓦造建築物は 3 階程度の階数であるが、各階の階高は比較的高かった。また、木造の床や屋根小屋組は煉瓦壁に載せられただけの状態であり、床と壁とは堅結されていなかった。このため、地震時に煉瓦壁が面外に振られると、固定されていない床や屋根小屋組が壁から外れて落下するような破壊が起きた。

濃尾地震以降に取り入れた耐震化技術の 1 つとして、鉄組防火床が存在する。図 2.8 にその例を示す。鉄骨梁の上に波形鉄板を設置して、そこに煉瓦屑コンクリートを打設した床組み工法で、解体前の三菱一号館に見られた工法である。

関東大震災以降は、鉄筋コンクリートまたは鉄骨の臥梁の設置や、各階床を鉄筋コンクリート造にする構法が一般的となり、壁と床や小屋組などの水平部材とは堅結するようになった。



旧八百津発電所²⁴⁾



三菱一号館²⁵⁾

図 2.8 防火床の例

2.5 既存煉瓦造建築物の被災状況と構造技術の発達

古来より、地震の少ない海外で建てられていた煉瓦造は、日本において短い間に続いて起きた大地震による被災経験から、材料（煉瓦、目地）や構造架構が改良され、日本独自の耐震技術を保有した煉瓦造建築物として改良されていく。以降に、濃尾地震以降の大地震と被災状況、耐震化技術について明確化した。

2.5.1 濃尾地震

明治 24 年 10 月 28 日午前 6 時 38 分に発生した濃尾地震（M8.0）は、日本の内陸で発生した最大級の地震であった。全壊家屋 14 万戸以上半壊家屋 8 万戸以上の被害をもたらし、なかでも煉瓦造建築は甚大な被害を受けたといわれている²⁶⁾。

愛知県の場合、倒壊した煉瓦造建築物は表 2.11²⁶⁾に示すように全壊 1 棟、半壊 6 棟であり、愛知県全体での被災棟数に比べれば、遙かに被害数は少なかった。しかしながら、名古屋郵便電信局や尾張紡績会社など、名古屋市近辺において、近代化の象徴ともいえる煉瓦造建築物が倒壊したことは、国内に与える影響が大きかったともいえる。

被害の原因は、目地モルタルの強度不足により煉瓦壁体の一体性が損なわれたことであり、この後、セメント入りモルタルの使用が提案された。

なお、濃尾地震以降、名古屋では本格的な煉瓦造は建設されなかったともいわれているが、明治 39 年に日本銀行名古屋支店本館が竣工している。ただし、この建物は輸入鉄材を使用した補強鉄骨煉瓦造であり、後に建設される東京駅丸の内駅舎などの大規模煉瓦造建築物にも鉄骨が使用されるようになった。

表 2.11 濃尾地震（愛知県）

愛知県警察部作成「震災取調合計表」								
	煉化造		瓦葺		葺葺		計	
	全潰	半潰	全潰	半潰	全潰	半潰	全潰	半潰
居宅	0	0	15,009	18,410	13,421	27,883	28,430	46,293
土蔵	0	0	2,284	6,314	1	12	2,285	6,326
官公署	0	2	120	200	1	13	121	215
公私立学校	0	0	148	176	3	9	151	185
社寺	0	0	1,018	612	106	104	1,124	716
銀行会社	1	4	1	1	0	0	2	5
其他建物	0	0	27,707	18,920	12,990	11,794	40,697	30,714
計	1	6	46,287	44,633	26,522	39,815	72,810	84,454

出典：「震災取調合計表（明治廿四年十二月二十七日調）」（愛知県警察部『明治二十四年十月二十八日震災記録』明治25年に所蔵）

注：数字の単位は、居宅については戸数、他は棟数

2.5.2 関東大震災

大正 12 年 9 月 1 日午前 11 時 58 分に発生した関東大震災（M7.9）は、東京府を中心に隣接する広い範囲に甚大な被害をもたらし、数多くの建物が倒壊した。特に、煉瓦造建築物は壊滅的な被害を受けたといわれ、凌雲閣（浅草十二階）が大破したのもこの関東大震災である。文献²⁶⁾による被災状況まとめを表 2.12、表 2.13 に示すが、災害調査の記録によると、地震後の火災により実際の被災状況の明確化は困難で、必ずしも煉瓦造だけが被害が多かったのではないようである。

しかしながら、地震の翌年改正された市街地建築物法の構造規則では、煉瓦造における建物高さ制限が厳しくなり、壁厚の強化や臥梁設置が義務付けされた。また、耐震基準の改訂や煉瓦が規格化された大正末期には、欧米から導入された技術である RC 造や S 造が耐震性にも優れているということで、その後の構造の主役となり、煉瓦造建築は急激に減少していくこととなった。

表 2.12 関東大震災における東京市内の建物構造別被災棟数

構造種別	全壊	半壊	大破	合計
木造	1,487	1,488	2,482	5,457
木骨煉瓦造	1	4	7	12
煉瓦造	51	90	84	225
木骨石造	6	13	1	20
石造	18	21	22	61
鉄骨煉瓦造	4	0	1	5
鉄骨鉄筋コンクリート造	0	0	2	2
鉄筋コンクリート造	6	3	6	15
合計	1,573	1,619	2,605	5,797

表 2.13 関東大震災における東京市内および東京府下郡部の組積造建物の被災数

地域	構造種別		焼失	全壊	半壊	大破	合計	地震前
東京市内	煉瓦造	棟数	5,296	58	68	259	5,681	
		面積	1,163,953	14,121	14,405	44,870	1,237,349	
	石造	棟数	1,251	15	16	26	1,308	
		面積	124,879	871	1,901	2,808	130,459	
東京府下郡部	煉瓦造	棟数		164	78	23	265	
		面積		26,832	12,098	3,567	42,497	
	石造	棟数		41	29	36	106	
		面積		2,300	1,627	2,100	6,027	
合計	煉瓦造	棟数	5,296	222	146	282	5,946	6,969
		面積	1,163,953	40,953	26,502	48,437	1,279,845	1,485,571
	石造	棟数	1,251	56	45	62	1,414	1,693
		面積	124,879	3,171	3,528	4,828	136,406	151,180

2.5.3 兵庫県南部地震（阪神・淡路大震災）

1995 年（平成 7 年）1 月 17 日午前 5 時 46 分に発生した阪神・淡路大震災（M7.3）は、兵庫県を中心に、大阪府や京都府など広域にわたり、大きな被害を受けた。100 棟を超える重要文化財（建造物）が被災し、関東大震災の被害を受けていなかった関西地区の煉瓦造建築物の多くが、倒壊または大破した。

この地震により、歴史的建築物の補強・補修の重要性が認識され、耐震補強の新技术が開発された。煉瓦造を対象とした初の基礎免震やアラミド繊維、炭素繊維シートといった新素材による補強などがこれにあたる。

表 2.14 に組積造の被害件数²⁷⁾を示す。無筋組積造の場合、破壊のランクが中破以上の棟数が半数以上あった。

表 2.14 無筋組積造と複合組積造の被害について

組積造の種類		無被害	被害のランク					合計
			I 軽微	II 小破	III 中破	IV 大破	V 崩壊	
無筋組積造	件数	5	1	5	4	2	8	25
	割合 (%)	20.0	4.0	20.0	16.0	8.0	32.0	100.0
複合組積造	件数	6	1	0	1	0	3	11
	割合 (%)	54.5	9.1	0	9.1	0	27.3	100.0

無筋組積造：れんが造、無筋コンクリートれんが造、鉄筋れんが造

複合組積造：木骨れんが造、鉄筋コンクリートれんが造、鉄骨れんが造

2.5.4 東北地方太平洋沖地震（東日本大震災）

2011 年（平成 23 年）3 月 11 日午後 2 時 46 分に発生した東日本大震災（M8.3）は、長周期地震により広範囲にわたって長く揺れが続いた。この地震でも多くの文化財建造物が被災している。被災の多くは木造建築物で、煉瓦造を含む組積造は固有周期が異なるため倒壊に至るような被害ではなかったようである。しかしながら、倒壊はしていないが壁の一部に亀裂が入るといった被害は発生した。

なお、耐震補強などを適切に行っていた建物の被害は軽微であり、耐震補強が有効であることが確認されたともいえる。

2.5.5 地震による既存煉瓦造建築物の破壊状況

「歴史的組積造建造物修理工事報告書」について、被災経験のある建物を整理し、表 2.15 にまとめた。

表 2.15 被災経験のある建物

建物名	竣工年	1891	1923	1924～1994	1995	2011
		濃尾地震	関東大震災	第二次世界大戦・福井地震 新潟沖地震・十勝沖地震	阪神・淡路大震災	東日本大震災
旧金森洋物店	1880年			1968年十勝沖地震 大破（1969復旧）		
旧神戸居留地十五番館	1880～1881年				倒壊・復元	
三菱一号館	1892年	濃尾地震による 設計変更				
同志社クラーク記念館	1893年				煙突のずれ 笠石・瓦のずれ	
中央合同庁舎第6号館赤れんが棟	1895年		被災軽傷	第二次世界大戦中 屋根・内装焼失		
シャトーカミヤ 旧醸造場施設	1903年		ほとんどなし			壁クラック 煙突傾斜
発酵室	1903年		ほとんどなし			壁クラック
地下室苗木場	1903年		ほとんどなし			不同沈下 壁クラック
洗浄場	1903年		ほとんどなし			壁クラック 傾斜
貯蔵庫	1903年		ほとんどなし			壁クラック
東京砲兵工廠銃砲製造所	1905～ 1920年		被災記録あり			
内閣文庫	1911年		大破 1926年補修工事	第二次世界大戦中 外壁以外焼失（1954年復旧）		
旧秋田銀行本店本館	1914年		被災していない	第二次世界大戦 屋根・内装焼失		
明治学院礼拝堂	1916年		損傷 1924年復旧工事			
山形県旧県庁舎	1916年			1964年新潟沖地震 損傷		

2.6 第2章のまとめ

現在では、煉瓦造建築物はほとんど新築されることはないが、既存煉瓦造建築物の保存・活用の需要が増加している。

本章では、既存煉瓦造建築物における技術史的観点から煉瓦造建築物について考察し、以下の知見を得た。

1) 使用材料の変遷

- ・ 輸入中心であった煉瓦を用いて、外国人技術者の指導のもとで煉瓦造は建設された。その後、国内で製造されるようになった煉瓦は、大正 13 年に規格化された。
- ・ 1900 年頃までは、煉瓦の圧縮強度は高くなる傾向を示し、性能が安定した上質の煉瓦が製造されるようになったことが伺える。ただし、小規模な工場で製作された煉瓦も出回っており、全体的にばらつきがみられた。
- ・ 目地材料に対し、濃尾地震以降にセメントの使用が規定されたこともあり、せん断強度が高くなる傾向が見られた。セメントが高価であったため、石灰を混入した目地材料が使用されており、強度が安定した安価な国内セメントが生産されるまでは、この状況が続いた。
- ・ 材料の変遷には技術の向上だけでなく時代背景が影響していることが考えられる。

2) 既存煉瓦造建築物の構造の変遷

- ・ 外国人技術者指導のもと建設された煉瓦造は木骨煉瓦造であった。その後、煉瓦造（組積）となり、濃尾地震以降は鉄骨を用いた補強鉄骨煉瓦造が建設されるようになっていった。
- ・ 「東京駅丸ノ内駅舎」や「大阪中央公会堂」など内部空間の広い煉瓦造建築物には鉄骨が多く用いられた補強式鉄骨煉瓦造である。
- ・ 地震の少ない欧米諸国から持ち込まれた煉瓦造が、地震国日本で大地震（濃尾地震、関東大震災）を経験し、日本独自の耐震性能を兼ね備えた構造に進化していった。

3) 既存煉瓦造建築物と地震

- ・ 濃尾地震の被害により、海外の技術で建設された煉瓦造に対して、日本独自の耐震化技術が考案された。濃尾地震以降に設計変更された三菱一号館は、関東大震災にも耐え、昭和 43 年の解体時まで使用されていた。
- ・ 煉瓦造は、関東大震災で破滅的な被害を受けたことにより、市街地建築物法の改正が行われ、建物高さの規制が厳しくなり、大規模の煉瓦造建築物が建設されにくくなった。また、煉瓦造に変わる RC 造や鉄骨造の普及が促進されたことで、煉瓦造の建設も減っていった。
- ・ 阪神・淡路大震災では、煉瓦造を含む歴史的建築物の被害があり、補強技術が発達する

きっかけとなった。

図 2.9 に煉瓦造の技術史をまとめた。第 2 章で得られた知見を基に、第 3 章「既存煉瓦建築物の耐震診断の考察」を行う。

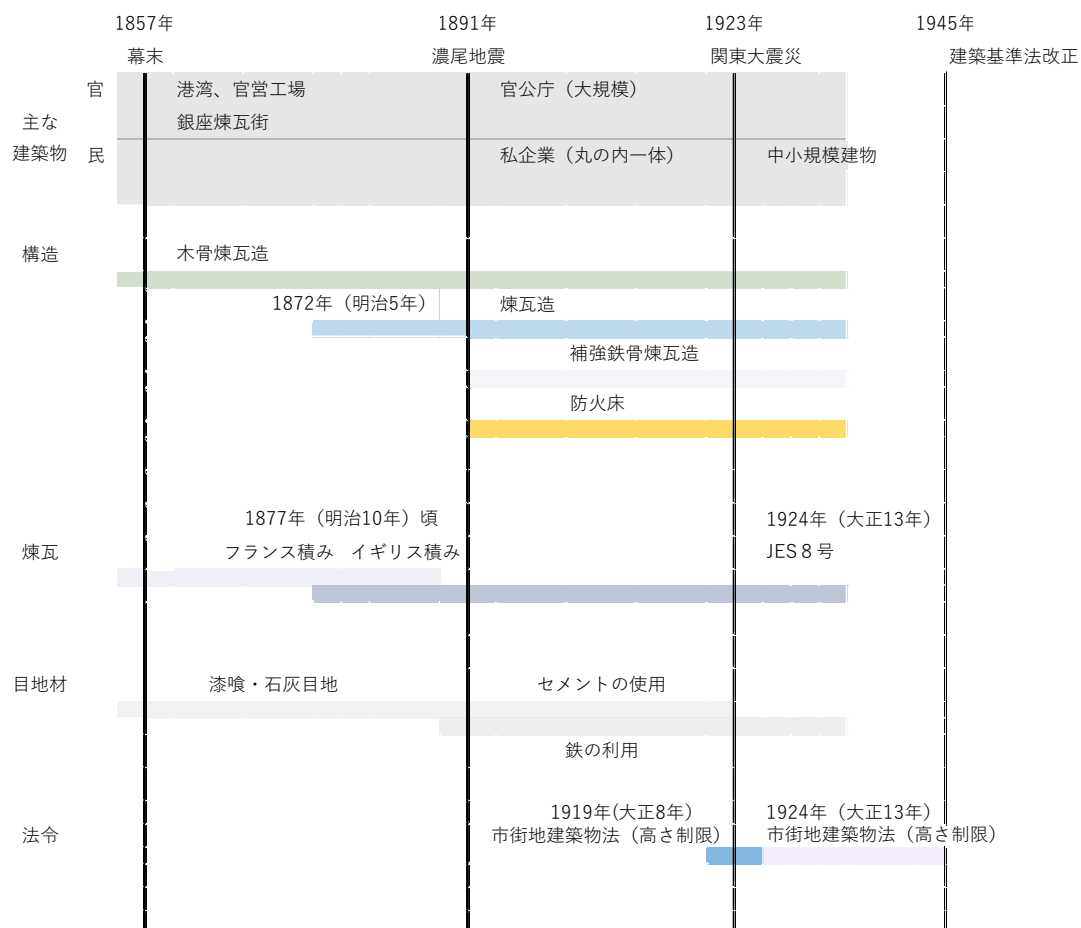


図 2.9 煉瓦造技術史

第2章の参考文献

1	不燃化防災都市への試み (銀座煉瓦街関係書類)	w e b 版公文書館の書庫から
2	「煉化石及モルタル試験 報告(科学雑誌) 抜粋」各 國製造の煉瓦石の寸法	高山勘太郎, 關口寛一郎, 建築雑誌 102 号 (明治 28 年 6 月), p148
3	日本近代建築技術史	村松貞次郎, 彰国社刊, p62, 1976 年 1 月
4	JIS の変遷	日本煉瓦製造株式会社社史編集委員会, 日本煉瓦製造株式会社, pp376~379, 1990 年 3 月
5	煉瓦製造高 工場数と生産高	日本煉瓦製造株式会社社史編集委員会, 日本煉瓦製造株式会社, p120, 1990 年 3 月
6	明治工業史建築編	工学会編, 1927 年 4 月
7	建築工事仕様書 建築雑誌大正 12 年 6 月付録	日本建築学会編, 日本建築学会, 1923 年
8	大建築学 下巻	三橋四郎, 大倉書店, 1921 年
9	大建築学 第 1 巻	三橋四郎, 大倉書店, 1925 年
10	大建築学 第 3 巻	三橋四郎, 大倉書店, 1925 年
11	洋風軸組・木骨造の導入 過程と在来軸組工法に与 えた影響について	大橋好光、他 4 名, 住宅総合技術研究所, 研究年報 No29, pp417~428, 2002 年度版

12	碇聯鐵工法（妻木式工法）	日本の赤煉瓦，村松貞次郎監修，水野信太郎解説， 横浜開港資料館，1985 年
13	煉瓦・鉄・コンクリート	堀勇良，建築雑誌，vol95，No1160，pp11~13， 昭和 56 年 2 月号
14	碇聯鐵工法の模式図	近代建築物の補強・補修方法に関する技術の現状，谷川 恭雄 他，コンクリート工学，Vol.34No10，p6，1996.10
15	山形金網の模式図	重要文化財「山口県旧県会議事堂保存修理工事報告書」， 文化財建造物保存技術者協会，p28，2005 年 2 月， 山口県
16	日本における木骨煉瓦造 建築物の構法に関する技 術史的研究	富士本学 他 3 名， 2018 年度日本建築学会関東支部研究報告書Ⅱ， pp267~270，2019 年 3 月
17	日本煉瓦史の研究	水野信太郎，（財）法政大学出版局，1999 年
18	煉瓦の積み方	日本の最も美しい赤レンガの名建築， 歴史的建築研究会，株式会社エスクナレッジ，p11， 2018 年 10 月
19	日本近代建築技術史	村松貞次郎，彰国社刊，p58，1976 年 1 月
20	組積煉瓦積み方の違いに よる力学的性質の検討 （その 1）	田口貴大、他 1 名， 日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）， pp 817~818，2014 年 9 月
21	明治～大正時代のれんが 造用の目地モルタルの調 （配）合の調査結果の例	中浜貴史， 煉瓦および歴史壁の強度特性に関する基礎的研究， 2011 年 3 月
22	近代名古屋と最初期の 建築家達	瀬口哲夫，名古屋造形大学紀要 19 号，pp77~88， 2013 年 3 月
23	無補強煉瓦造建築および 市街地建築物法期の鉄筋 コンクリート造性能評価 ガイドライン	（一財）国土開発技術研究センター，1998 年

24	岐阜県重要文化財 旧八百津発電所保存修理 事業報告書	八百津町教育委員会，1998 年 1 月，八百津町
25	三菱一号館 復元工事報告書	三菱地所、他，三菱地所，2010 年 12 月
26	1981 濃尾地震報告書	中央防災会議，災害教訓の継承に関する専門調査会， pp38~41，平成 18 年 3 月
27	阪神・淡路大震災調査 報告書 建築編－2	阪神・淡路大震災調査報告編集委員会， （一社）日本建築学会、他，p590

第3章 既存煉瓦造建築物の耐震診断手法の考察

3.1 はじめに

3.2 耐震診断の現状把握

3.2.1 歴史的建築物の耐震診断基準

3.2.2 既存煉瓦造建築物の問題点

3.2.3 構造調査の必要性

3.3 既存煉瓦造建築物の耐震診断基準の概説

3.3.1 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準

3.3.2 煉瓦造建築物の耐震診断規準

3.3.3 既存煉瓦造建築物の耐震診断手法採用の課題

3.4 面外応力に対する検討

3.5 耐震診断手法の選択

3.6 耐震診断の事例調査の整理と考察

3.7 第3章のまとめ

第3章の参考文献

第3章 既存煉瓦造建築物の耐震診断手法の考察

3.1 はじめに

第2章で、既存煉瓦造建築物について、技術史のおよび構造的観点から、材料、構造、地震被害に関する内容を把握した。

各地に現存する煉瓦造建築物は、希少性や意匠性などから、保存・活用への関心が高まっている。不特定多数者が利用するためには、耐震安全性の確保が必須であり、さらに構造耐震性能を正しく評価する必要があるが、その診断方法は確立されていない。

ここで、既存煉瓦造建築物の構造に関する懸念事項を列記する。

- ① 建設当時の設計技術が未熟であること
 - ・ 構造躯体（耐震壁，臥梁，床スラブなど）の設計が十分になされていない
 - ・ 床や屋根は木造であり、剛床仮定が成立しない
 - ・ 面外方向の応力に対して弱い
- ② 材料にはばらつきがある
 - ・ 煉瓦および目地材の強度が低い
 - ・ 煉瓦および目地材の品質が均一でない
- ③ 施工精度にはばらつきがある
 - ・ 煉瓦積み工法は手積み作業であり、同じ建物でもばらつきがある
 - ・ 工事仕様書がなく、守るべき基準がないため、ほとんどが経験則で建てられている

このような問題を抱える既存煉瓦造建築物の診断はどのように着手すべきであるのか。

第2章で得た既存煉瓦造建築物に関する知見をもとに、本章では「歴史的煉瓦造建築物の修理工事報告書」より耐震診断手法を整理し、既存煉瓦造建築物の耐震診断に関する以下のことについて明らかにする。

1) 耐震診断手法に関する現状を把握する

「重要文化財（建造物）耐震診断指針」¹⁾では、煉瓦造建築物に対する診断方法は明確に示されていない。既存煉瓦造建築物の耐震診断手法は、診断者が建物に適合する手法を用いているため、診断手法の選択理由を把握する。

2) 既存煉瓦造建築物の耐震診断手法の課題を明らかにする

RC造や鉄骨造と比較して耐震診断の事例が少なく、その評価・判断基準が明確に示されていない。そこで、その課題と対策を明らかにする。

3) 耐震診断のフローチャートの作成の作成

煉瓦造建築物の特有の構造的弱点を理解し、耐震診断フローを作成する。

3.2 耐震診断の現状把握

3.2.1 歴史的建築物の耐震評価基準

現在、既存煉瓦造建築物の耐震診断法には確立されたものがなく、構造設計者などが、建物に応じた手法を用いて行われているのが実状である。

歴史的建築物の耐震性の評価基準である「重要文化財（建造物）耐震診断指針」は、木造を対象とした指針であり、煉瓦造建築物に対する診断方法は明確に示されていない。木造以外の建築物および土木構造物については、同指針の趣旨を尊重し、当該建築物の構造種別に応じた手法により耐震診断を行うことを限定している。

診断は、「予備診断」、「基礎診断」、「専門診断」の3段階の診断の流れを示しているが、煉瓦造の耐震診断基準はなく、『各建造物の持つ構造の特徴を把握し、各法令等の適用範囲を理解したうえで、設計者の工学的判断によって組み合わせて参照する』との記載があるため、現状は個々の建物に応じた耐震診断手法を見出して耐震診断が行われている。

なお、「重要文化財（建造物）耐震診断・耐震補強の手引き」²⁾では、参考基準として以下に示す関連法令等の一部について記載がある。

「組積造設計基準・同解説」，日本建築学会，1952年³⁾

「無補強煉瓦造建築及び市街地建築物法期の鉄筋コンクリート造建築耐震性能評価ガイドライン」，国土開発技術研究センター，1998年⁴⁾

「建築・土木分野における歴史的建造物の診断・修復研究委員会報告書」，日本コンクリート工学協会，2007年⁵⁾

「レンガ・石積み・無補強コンクリート建造物の補修・補強の手引き」，鉄道総合技術研究所，1987年⁶⁾

ここで、1872年から1922年までに建設された「歴史的煉瓦造建築物の修理工事報告書」を基に耐震診断手法を整理した。「重要文化財（建造物）耐震診断・耐震補強の手引き」には、煉瓦造の耐震診断手法についての記載はないが、木造建築物に対する各解析方法の記載がある。従って、木造建築物の診断方法を参考とし、構造計算上同等と考えられる解析方法に分類したものを表3.1に示す。

表 3.1 耐震診断手法

既存 RC 造 耐震診断基準	保有耐力計算	限界耐力計算法	地震応答解析	その他
10 件	2 件	1 件	7 件	9 件

耐震診断を行う際は、対象建物特有の構造的弱点を見出し、補強方法を見据えた検討を行うことが大切だといえる。

3.2.2 既存煉瓦造建築物の問題点

江戸末期から明治初め、煉瓦造建築物の黎明期は、煉瓦や目地といった材料とその施工含め、外国人技師の指導により建設された建物が中心であった⁸⁾。

当初は西洋技術を取り入れた構造であったが、濃尾地震、関東大震災の2つの大きな地震を短い間に経験したことで、日本独自の耐震化技術が考案されていった。建設時期は70年余りと短いですが、煉瓦造建築物を取り巻く構造技術は大きく変化していた。

ここで、既存煉瓦造建築物の構造的弱点を列記する。

- 1) 煉瓦は、圧縮には強いが、せん断と引張には弱い
 - ・ 煉瓦および目地材の強度が低く、品質が均一ではない
 - ・ RC造とは異なり、せん断力や引張力を補う鉄筋がはいっていない
- 2) 木造等の床や小屋組が煉瓦壁の上に載せられている
 - ・ 煉瓦壁とは接続されていない
 - ・ 壁が面外に振られやすい
- 3) 当時の意匠デザイン上、揺れが増幅するような突出物（煙突や妻壁）が存在する
 - ・ 屋根上部に重量物が存在する
 - ・ 建物とは異なる揺れをする
 - ・ 煙突や妻壁等が崩落する恐れがある

3.2.3 構造調査の必要性

既存煉瓦造建築物の多くは、設計図書などが存在していないことが多い。また、煉瓦や目地といった材料は、建設年代や建設地域で強度や性能が異なるため、RC造や鉄骨造のように一様な耐震強度の評価が困難であり、耐震診断の前には構造調査を行う必要がある。

調査項目については、「重要文化財（建造物）耐震診断・耐震補強の手引き」が参考になるが、本論文において耐震診断の最低限必要な調査項目は以下と設定した。

- 1) 現地実測し、復原図の作成
- 2) 使用材料の調査（強度や成分、産地、構造強度など）
- 3) 被災記録の確認と躯体の劣化状況の把握

特に使用材料の調査は重要である。建物が建設された時代や地域によって煉瓦や目地材料が異なり、また、その材料にばらつきがみられるため、耐震診断の結果を左右する貴重な情報となる。

なお、既存煉瓦造建築物は、竣工後100年余り経過しているため、現在に至るまでに被災経験のある建物が存在する。過去の被害状況とその補強状況なども、耐震性能を把握する上では直接的な手がかりになると考えられ、地震被害を分析することは有効といえる。

このように、耐震診断は構造特性に応じた方法を選択することが望ましく、最適な補強を提案するためにも、工学的判断に基づいた耐震性の検証を行う必要があり、耐震診断に先立ち、構造調査には入念な計画が必要といえる。

3.3 既存煉瓦造建築物の耐震診断基準の概説

3.3.1 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準

「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準」⁷⁾(以降、「既存 RC 造耐震診断基準」、と称す)は、極稀におきる大地震に対して建物が倒壊することなく人命を保護することを目標とした診断方法である。第1次～第3次診断法に分類され、建物の「強度」と「粘り」を基本として耐震性能を評価する手法である。

既存煉瓦造建築物の耐震診断では、「強度抵抗型で比較的耐震壁が多く配置された構造架構(または壁式構造)」であり、「一般的に低層で壁の多い建物を対象」の2点から、第1次診断法を採用することが多い。変形は考慮せず強度のみを評価するため、耐震安全性の評価として第1次診断法の I_s 値は0.8である。

3.3.2 煉瓦造建築物の耐震診断規準

社団法人北海道建築技術協会では、北海道内に数多く残る煉瓦造建築物の耐震診断を行う際の基準策定を目的として、①文献の収集整理、②道内の煉瓦造建築物の実施調査、③材料劣化や耐震安全性の実験記録の収集、などの研究を行った成果を「煉瓦造建築物の耐震診断規準 第2版」⁹⁾(以降、「北海道耐震診断規準」、と称す)にまとめた。平成18年国土交通省告示第184号を診断の基礎とし、中小規模の無補強煉瓦造建築物対象とした耐震診断基準であり、現在、国内における煉瓦造建築物の診断基準はこれのみである。

この診断基準の特徴は、面内と面外2つの検討を行うことである。面内の検討では「既存 RC 造耐震診断基準」と同様な方法にて煉瓦壁の耐力を算定する。同時に煉瓦の面外方向の検討を行い、煉瓦造の「面外崩壊の危険性が高い構造物」という特徴が取り入れられている。

3.3.3 既存煉瓦造建築物の耐震診断手法採用の課題

煉瓦造は、RC造や鉄骨造と比較して耐震診断の事例が少なく、診断に使用する係数や判定基準などは確立されていない。「既存 RC 造耐震診断基準」や「北海道耐震診断規準」といった検討方法も、診断結果の概略を知るには利用しやすいが、その評価基準には課題もある。以下に課題項目とそれに対する考察結果を示す。

1) 構造耐震指標(I_s 値)

既存 RC 造の場合、過去の地震被害の研究から I_s 値は0.6以上(第1次診断法では0.8以上)あれば安全と判定している。図3.1は、1995年兵庫県南部地震のRC造学校校舎の第1次診断による I_s 値と損傷割合との関係を表したグラフである。この分布によると、 I_s 値が0.8以上の建物に中破以上の被害が生じていないことがわかる。

一方、煉瓦造においては、このような調査検討はなされていない。RC造と煉瓦造とで建物剛性が近いことや、RC壁式構造の耐震診断においても同様の値を使用していることから、煉瓦造の耐震判定基準にRC造の判定基準を流用することは可能と考えられる。補強後の煉瓦造建築物に対して調査を行い、明確化することは今後の課題である。

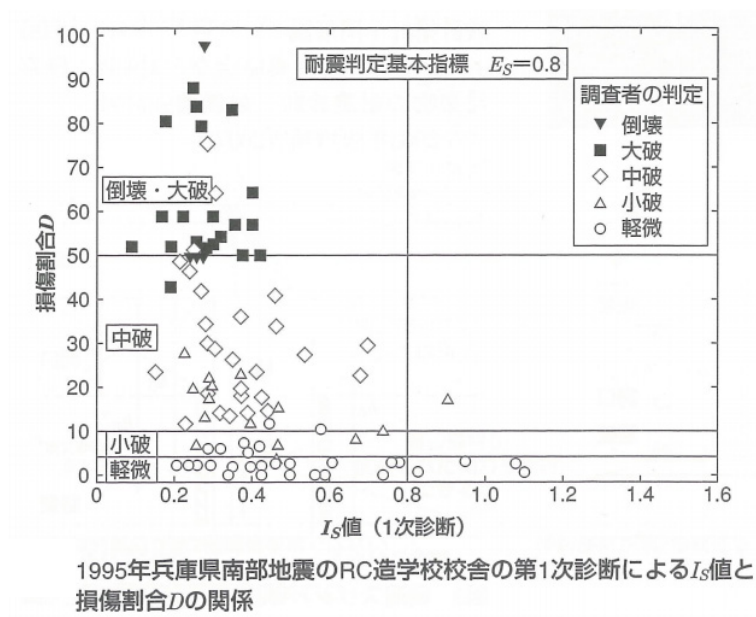


図 3.1 第 1 次診断による Is 指標と損傷割合¹⁰⁾ (建築技術 200903)

2) 靱性指標 (F)

靱性指標 (F) は建物の粘り強さを示す数値であり、「既存 RC 造耐震診断基準」の第 1 次診断法では、壁はせん断壁であるとして F 値は 1.0 と設定されている。このとき、層間変形角 1/250 の時点で、RC 壁のせん断終局強度は 100% 発揮されていると期待している。煉瓦造建築物は、RC 造と強度・剛性は近いが、靱性が低く、せん断破壊時の変形角は小さい構造であると考えられている。

事例調査の結果からは、診断時には工学的判断のもと設定していると考えられるが、「建物の耐震診断入門」¹¹⁾ には、煉瓦造や補強 C B 造の F 値は『F=0.8 を用いる』ことが明記されている。

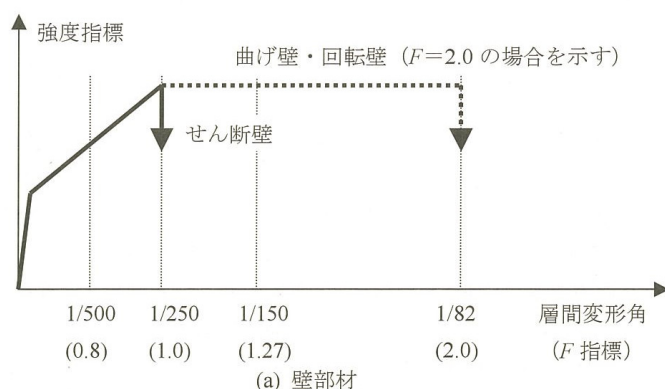


図 3.2 壁部材に対して想定した荷重と変形の関係
(既存 RC 造耐震診断規準より抜粋)

3) 建物の構造方法等に関わる係数 (St)

「北海道耐震診断規準」では、国交告示第 596 号に定める D_s の最大値として $St=0.55$ と規定している。 D_s (構造特性係数) は、架構の靱性と破壊形式の塑性変形能力から決定するものであり、RC 造の場合、「 $D_s=0.55$ 」の建物は耐震壁が多くせん断破壊形式になる建物である。

「建築・土木分野における歴史的建造物の診断・修復研究委員会報告書」には、煉瓦造建築物の地震被害による破壊パターン¹²⁾とその代表的な例が示されている。これによると、煉瓦造建築物の破壊性状は面内せん断破壊のみでなく、壁の曲げ破壊や回転における破壊も示されており、建物ごとに破壊理由は異なるため、個別の構造特性から破壊性状を鑑みて設定する必要がある。

3.4 面外応力に対する検討

過去の大地震の被害状況から、煉瓦造建築物は面外方向の外力に弱いことは知られている。その要因は、床や屋根と一体化されておらず、地震時に片持ち壁のように上部が振られることで、目地の付着が切れて上部が崩壊することになる。

面外応力に対しては、以下の検討方法が提案されている。

「北海道耐震診断規準」には、面外方向に応力を受ける壁の検討方法として、水平構面に拘束可能な床やブレースがある場合には、煉瓦壁に支点を設けて検討するとしている。ただし、検討対象の煉瓦壁に交差する壁の影響は考慮しておらず、縦一方向の検討であるため、安全側の検討になりやすく補強は増加する傾向となる。なお、開口上部の煉瓦壁については検討対象には至っておらず、開口長さが長い場合は別検討が必要と考えられる。

また、「建物の耐震診断入門」¹³⁾では、 E_0 指標について面内、面外の方を計算し、そのうちの小さい方を基本指標とする考え方について述べてられており、検討対象の壁と交差壁との関係性も考慮した検討を行うことが可能となる。さらに、煉瓦壁の上下方向に支点となる臥梁などが存在するか、左右方向に支点となる直交壁が存在するかも考慮することができるため、「北海道耐震診断規準」よりも、より実状に近い検討が可能となる。

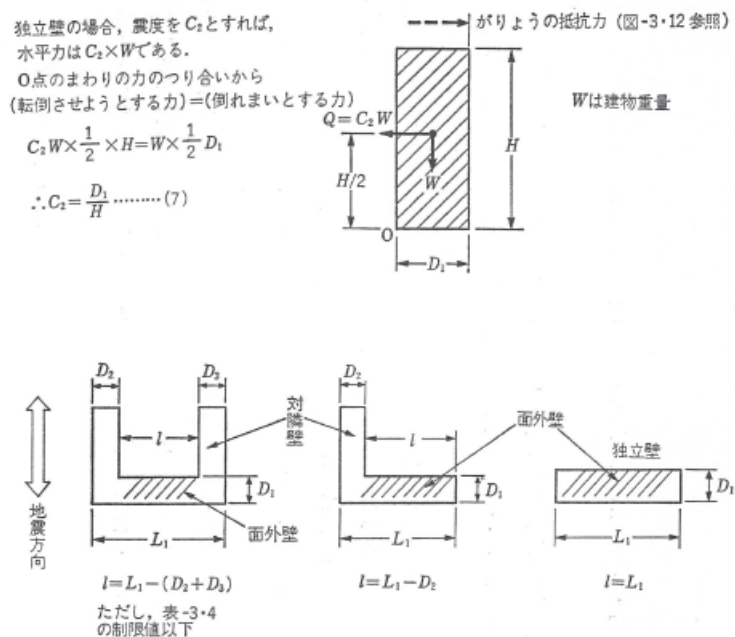


図 3.3 E_0 指標計算値

面内方向壁： $E_{01} = C_1 \times F$

面外方向壁： $E_{02} = (b_1 \times C_2 + b_2 \times C_3) \times F$

$$F = 0.8$$

$$b_1 = 1.0 \text{ (臥梁無し)}、2.0 \text{ (臥梁あり)}$$

$$b_2 = 0 \text{ (独立壁)}、1.0 \text{ (片側直交壁あり)}、2.0 \text{ (両側直交壁あり)}$$

$$C_3 = 2R / 3W \ell \text{ (独立壁の転倒震度)}$$

$$C_2 = D_1 / H$$

3.5 耐震診断手法の選択

3.2.2 項に記載したように、既存煉瓦造建築物の耐震性能の確認項目として、建物全体の耐震性と局所的な脆弱部の把握の2点がある。図3.4に耐震診断のフローを示す。

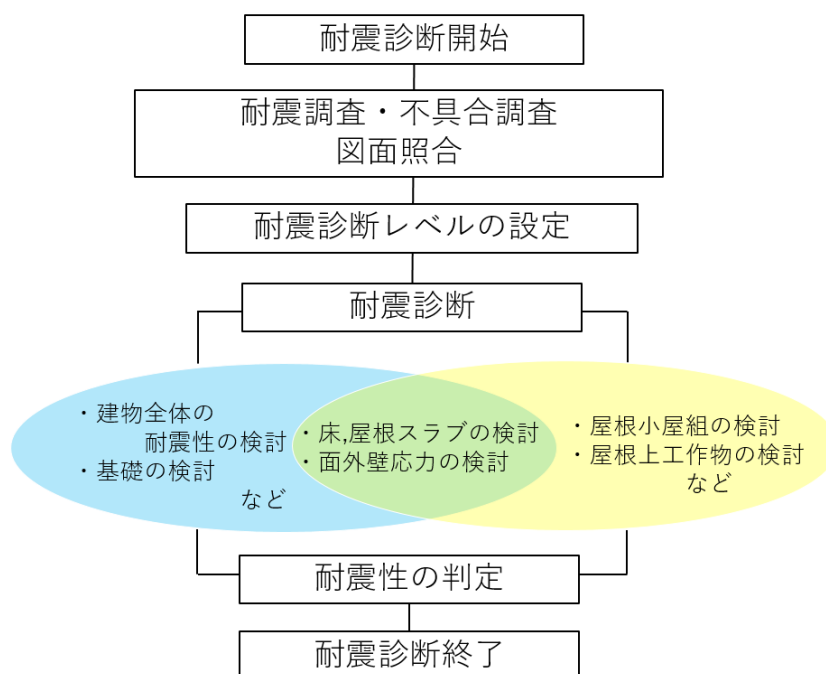


図 3.4 耐震診断のフロー

「重要文化財（建造物）耐震診断・耐震補強の手引き」には、1）建物全体の破壊についての検討と2）局所的な破壊についての検討が示されている。本論文では、局所的な検討ではあるが、耐震要素に影響を与える破壊の検討として、

- ・床および屋根スラブの検討
- ・面外壁応力の検討

この2つの検討項目を、建物全体の破壊に繋がる検討として重要視する。

第2章表2.2に示すように、既存煉瓦造建築物の床や屋根にはコンクリートスラブが設けられていることは少なく、設けられている場合でも、煉瓦壁との一体化が不明確である。図3.5組積造建築の地震時の破壊の模式図¹⁴⁾に示すように、壁体が面外に振動して小屋組または床が落下すると、壁が倒壊して被害を大きくするとの記載がある。煉瓦造建築物の破壊性状は、一部の崩壊により、そこから

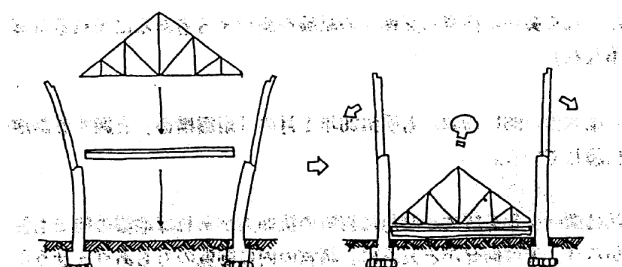


図 3.5 組積造建築の地震時の破壊の模式図

他の破壊を誘発し、最終的に全体崩壊に繋がることが明らかとなっている。

ここで、「建物全体の破壊についての検討」手法として、以下のように分類した。

簡易な診断：現行法規との照合と壁量計算

一般的な診断：北海道耐震診断規準、既存 RC 造耐震診断基準、保有水平耐力計算

高度な診断：限界耐力計算法、時刻歴応答解析

診断手法が高度になるほど詳細な検討を行うことになるが、診断結果の精度は高くなり、その結果、補強量が少なくなることも考えられる。最近の傾向としては、文化財等の煉瓦造建築物では高度な診断を行っている。

表 3.2 には「一般的な診断」にあげた手法の比較を示しているが、煉瓦壁の変形性能を考慮しているか否かが異なる点である。煉瓦造建築物は壁厚が厚く RC 壁式構造に近いと考えられ、変形性能を考慮した診断を行っているものは少ない。

表 3.2 診断手法の比較表

	北海道耐震診断規準	既存 RC 造耐震診断基準	保有耐力計算
壁のせん断強度	0.45N/mm ² 以下 または実験値を採用	規定していない 実験値を採用	規定していない 実験値を採用
靱性指標 (F)	0.6	0.8	計算に含まれる
建物の構造 (st 値)	St=0.55	壁の多い建物が対象 Ds=0.55 相当	Ds=0.4~0.55
変形性能	考慮していない	考慮していない	考慮する
面外応力検討	検討方法あり	個別に検討が必要	個別に検討が必要
判定基準	$I_s \geq 0.6$	$I_s \geq 0.8$	$Q_{un} \leq Q_u$
診断の簡易性	比較的簡易である	比較的簡易である	変形性能の判断が 課題である

「局所的な破壊についての検討」は、図 3.6 煉瓦造建造物の地震被害事例¹⁵⁾に示す箇所が参考となる。このように建物ごとに構造的弱点を把握することが重要である。

なお、未指定文化財では耐震安全性に関する検証は行われていない建物が存在していることが想定される。そのため、まずは耐震診断の第一歩として、簡易な診断が行える手法の確立を今後の課題としたい。

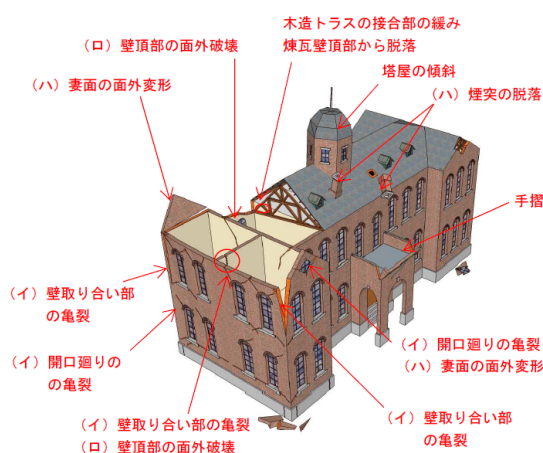


図 3.6 煉瓦造建造物の地震被害事例

3.6 耐震診断の事例調査の整理と考察

煉瓦造建築物の構造には、日本独自の耐震化技術が存在しており、それらの特徴を正しく見極め、耐震診断を行うことが大切である。「歴史的煉瓦造建築物の修理工事報告書」より耐震診断事例を調査し、表 3.3 に整理した。

1) 耐震診断年と耐震診断手法

- ・耐震診断の必要性が指摘されはじめたのは 1970 年代である。どちらかというと「煉瓦造の脆弱な部分は補強を行うことが前提」であり、当時の現行基準との比較や壁量確認を行っていた。
- ・「既存 RC 造耐震診断基準」の第 1 次診断法の採用事例が多く、その理由は壁の多い煉瓦造に適していると考えられていたためである。複雑な形状の建物の場合には、第 1 次診断法と併用して、ゾーニングの考え方を取り入れるなど、追加検討が必要である。
- ・近年では、計算プログラムの発達に伴い立体解析が主流であり、強度と共に変形性能も把握できる。しかしながら、煉瓦造の特性は一般化・標準化されていないため、診断者に委ねられており、有識者のアドバイスが必要になる。

2) 煉瓦造の構造種別と耐震診断手法

- ・木骨煉瓦造は 3 棟で、そのうちの 1 棟が補強対象建物である。第 2 章で明らかにしたように木骨煉瓦造の壁厚は薄く（1 枚ないし 1.5 枚）、自重を負担するのみである。煉瓦壁の性能は実験にて把握し、耐震補強は鉄骨フレームを付加している。
- ・煉瓦造は、「既存 RC 造耐震診断基準」の第 1 次診断法を採用しているものが多いが、「旧奈良監獄北倉庫」は煉瓦壁に設けられた開口が大きく、壁は曲げ系と仮定したとして第 2 次診断法を採用していた。このように建物形状に合わせた診断法を採用することが重要である。
- ・「中央合同庁舎第 6 号館赤れんが棟」は煉瓦造であるが、平面的に大規模で平面形状が複雑（H 型）であることから、時刻歴応答解析を行っている。
- ・補強式鉄骨煉瓦造は 3 棟で、いずれも内部空間が広い大規模煉瓦造で鉄骨量が多い建物である。耐震補強には免震工法を採用しており、時刻歴応答解析を行っている。補強効果の確認が重要であり、補強検討を見据えて診断手法は採用する必要がある。

3) 建物の構造的特徴

- ・建物の構造的特徴を鑑み、診断手法を採用していることが見受けられる。
- ・塔屋や煙突などは、個別検討により耐震安全性を確認している。

4) 診断判定基準に関する係数等

- ・靱性指標（F）は、診断者が理由付けして建物ごとに判断しているのが実状である。

	建物名	竣工年	耐震診断	建物概要		建物の特徴	耐震診断方法					面外破壊に対する検討	備考		参考資料					
				構造種別	規模		既存RC診断	限耐法	振動解析	現行基準	その他		F 値	Iso	①	②	③	④	⑤	⑥
1	旧富岡製糸場西置繭所	1872年	2011年	木骨煉瓦造	2階建	・細長い方形（12.3m×104.4m） ・明治初期の官営工場			○		静的載荷試験、振動台実験による煉瓦壁の耐震性能確認				○					
2	旧金森洋物店	1880年	1992年	煉瓦造	2階建	・約11m×14.5mの住宅 ・十勝沖地震で被災、翌年修理				○	保有耐力計算・立体フレーム解析 常時微動測定									
3	旧神戸居留地十五番館	1880～1881年		木骨煉瓦造	2階建	・阪神大震災にて倒壊復旧			○											
4	同志社彰栄館	1884年	1981年	煉瓦造	2階建 （鐘楼あり）	・東面に塔屋あり					許容応力度計算 平均せん断力、k = 0.2で建物が抵抗できない									
5	旧手宮鉄道施設（機関車倉庫）	1885年	2005年	煉瓦造	平屋						Co=0.2で補強鉄骨検討									
6	国立国会図書館支部上野図書館	1886年	1995年	鉄骨補強煉瓦造	地下1階地上2階	・昭和初期に増築 ・大規模煉瓦造			○			面外方向の曲げモーメントについて検討								
7	同志社礼拝堂	1886年	1986年	煉瓦造	平屋 （煙突あり）	・1層の階高が高い ・高い切妻壁（16m）が存在する					屋根トラスの応力解析 煉瓦壁の耐力確認									
8	北海道庁旧本庁舎	1888年	1967年	煉瓦造	地下1階地上2階	・H型の平面形状を持つ大規模建物 ・八角塔、煙突が存在する					1968年に一度改修工事が行われているが、再度平成27年に調査・診断	面外方向の曲げモーメントについて検討								
9	京都大学（中央） 旧石油科学教室本館	1889年	2002年 2009年	煉瓦造	3階建	・度重なる増築あり	○				平均せん断力		2F：0.8 1F：1.0	0.9		○	○			○
10	旧下野煉化製造会社煉瓦窯	1890年	2006年	煉瓦造	煉瓦窯+煉瓦煙突	・ホフマン窯 ・煙突34.5m					煙突：0.4G、窯：0.6G 立体フレーム解析、壁FEM解析									
11	日本ハリストス正教会教団大聖堂	1891年	1992年	煉瓦造	2階建 （鐘楼あり）	・大規模煉瓦造 ・鐘楼（関東大震災で焼失）	○		○			面外方向のせん断について検討	0.8	0.8		○				○
12	三菱一号館	1894年		煉瓦造（帯鉄）	地下1階地上3階	・解体一部復元（新築）														
13	同志社クラーク記念館	1894年	1996年	煉瓦造	2階建 （塔屋あり）	・方形の平面に斜め塔屋あり		等価線形化法		長期	面外応力検討（1G）	面外方向の曲げモーメントについて検討								
14	中央合同庁舎第6号館 赤れんが棟	1895年	1991年	煉瓦造 （角部に鉄）	3階建	・H型大規模建築			○		平均せん断力	面外方向の曲げモーメントについて検討								
15	旧本庄商業銀行倉庫	1896年	2012年	煉瓦造	2階建	・桁行36mの倉庫	○				FEM解析 振動計測	面外方向のせん断について検討	0.6	0.6		○			○	
16	旧長崎税関下り松派出所	1898年		煉瓦造	平屋						現行設計基準との比較					○				
17	シャトーカミヤ旧醸造場施設	1903年	2012年	煉瓦造（帯鉄）	2階建	・東日本大震災で被災				○	弾塑性解析 立体フレーム解析、壁FEM解析	面外方向の曲げモーメントについて検討			○					
18	旧香港上海銀行長崎支店	1904年	2018年	石造・煉瓦造	3階建															
19	東京砲兵工廠銃砲製造所	1905～1920年		木骨煉瓦造 鉄骨煉瓦造	平屋	・明治～昭和初期にかけて他棟増築 ・関東大震災で被災、補修の痕跡あり ・取り壊し														
20	旧日本銀行京都支店	1906年	2008年	石材煉瓦混合構造	2階建	・2階中央に吹き抜け空間	○				煉瓦壁の設計はFEM解析		2F：0.8 1F：1.0	0.8		○	○		○	
21	旧下関英国領事館本館	1906年	2006年	煉瓦造（帯鉄）	2階建	・総2階建					壁量保有耐力 FEM解析									
22	旧奈良監獄北倉庫	1908年	2018年	煉瓦造（帯鉄）	2階建	・桁行41.6mの倉庫	○				第二次診断法（Is=0.6）		1.0	0.6		○			○	○
23	旧金澤陸軍兵器支廠兵器庫	1909～1914年	1990年	煉瓦造	2階建	・細長い方形（9.09m×30.0m）					現行法照合									
24	旧近衛師団司令部庁舎	1910年	1973年	煉瓦造	2階建	・関東大震災で被災 ・補修工事の痕跡あり（RC臥梁）				○										

	建物名	竣工年	耐震診断	建物概要		建物の特徴	耐震診断方法					面外破壊に対する検討	備考		参考資料					
				構造種別	規模		既存RC診断	限耐法	振動解析	現行基準	その他		F 値	Iso	①	②	③	④	⑤	⑥
25	みなとみらい21 赤レンガ倉庫	1911年	1993年	煉瓦造（帯鉄）	3階建	・関東大震災で半壊 ・国の保税倉庫					保有水平耐力（Co＝1.0） 大型煉瓦壁構造実験による	面外方向の曲げモーメントについて検討								
26	旧八百津発電所	1911年	1995年	煉瓦造	2階建	・用途上、大空間を持つ(軒高12m) ・修理工事のみ	○			○				0.8		○	○			
27	岩手銀行（旧盛岡銀行） 旧本店本館	1911年	2012年	煉瓦造	2階建 (塔屋あり)	・八角棟と尖塔を持つ ・東日本大震災での被害あり ・中央に吹き抜け空間				○ Co＝0.2 Co＝1.0	壁量計算 保有水平耐力（Co＝0.2， 1.0）	破風壁の検討 （1.0G）								
28	碓氷峠鉄道施設変電所 （丸山変電所）	1911年	2002年	煉瓦造	平屋	・ベディメントに過去の地震による揺れの 痕跡あり					補強計算：許容応力度									
29	内閣文庫	1911年	1985年	煉瓦造（帯鉄）	3階建	・解体調査 ・明治村に移築	○						1.0	1.0		○				
30	旧秋田銀行本店本館	1912年		煉瓦造（帯鉄）	2階建															
31	東京駅丸の内駅舎	1914年	1987年	鉄骨補強煉瓦造	3階建 (塔屋あり)	・東京大空襲で3階が消失 ・2階建てとして復旧			○		煉瓦壁耐力実験にて壁耐力把握									○
32	明治学院礼拝堂（チャペル）	1916年	2003年	煉瓦造	平屋	・ミラー記念館解体煉瓦を再利用 ・関東大震災の痕跡あり	？							0.8						
33	山口県旧県会議事堂	1916年	1997年	煉瓦造 (山形金網)	2階建	・正面中央に塔屋あり	○			○	ゾーン分けして検討	面外方向の曲げモーメントについて検討	1.0	0.8		○				
34	山形県旧県会議事堂	1916年	1987年	煉瓦造	2階建	・T字型大規模建築 ・新潟沖地震で損傷				○	現行耐震設計法	面外方向の曲げモーメントについて検討								
	山形県旧県庁舎	1916年	1987年	煉瓦造	2階建	・ロの字型大規模建築 ・新潟県沖地震で損傷				○	現行耐震設計法	面外方向の曲げモーメントについて検討								
35	大阪市中央公会堂	1918年	1999年頃	鉄骨補強煉瓦造	地下1階地上3階	・大規模煉瓦造 ・昭和初期に改修	○		○					0.8						
36	旧名古屋控訴院 地方裁判所区裁判所庁舎	1922年	1989年	煉瓦造	3階建	・大規模煉瓦造 ・吹抜け大階段あり					耐震性には問題なし 強度計算による確認									

【参考資料】
①重要文化財(建造物)耐震診断指針
②既存RC造耐震診断基準
③組積造設計基準
④壁式構造関係設計基準集(メーソンリー編)
⑤北海道耐震診断規準

3.7 第3章のまとめ

第3章では、既存煉瓦造建築物の耐震診断の考察を行い、以下の知見を得た。

1) 既存煉瓦造建築物の耐震診断手法の現状を把握した

- ・既存煉瓦造建築物の耐震診断は、診断者が構造調査の結果や過去の地震被害の傾向を考慮して、建物に応じた手法を選択している。
- ・「既存 RC 造耐震診断基準」の第1次診断法に準拠して解析している事例が多い。第1次診断法は、壁耐力を計算することで比較的簡便に判断できるが、判定基準には余裕があることから診断結果は安全側になりやすい。結果として補強量が増えることにも繋がる。
- ・面外方向の検討は必要に応じて行っているのが実状である。

2) 既存煉瓦造建築物の耐震診断手法採用における問題点を整理した

- ・既存煉瓦造建築物の耐震診断に使用している診断手法について、採用時の問題点を整理した。判定基準 I_s 値、靱性指標 F 値は、煉瓦造建築物に対して明確化されておらず、「既存 RC 造耐震診断基準」を流用している。診断者は、耐震診断を行う建物に即した判定基準を設定する必要がある。
- ・煉瓦造建築物を対象とした判定基準を定めるためのより明確な方向性を示すことは今後の課題である。

3) 耐震診断のフローを作成した

- ・煉瓦造建築物の構造的弱点を考慮した耐震診断のフローを作成した。
- ・煉瓦造建築物は、RC 造とは異なり耐震要素である壁の耐力のみでは耐震性能の確保は困難である。建物の耐震性に影響を与える項目として、床、屋根スラブの水平剛性の確保や壁の面外応力に対する脆弱さが考えられる。

これらの知見より、第4章の耐震補強について考察する。

第3章の参考文献

1	重要文化財（建造物） 耐震診断指針	文化庁，平成 24 年 6 月改正
2	重要文化財（建造物） 耐震診断指針・耐震補強 の手引き（改訂版）	文化庁，平成 29 年 3 月
3	組積造設計基準・同解説	（一社）日本建築学会，1952 年
4	無補強煉瓦造建築およ び市街地建築物法期の 鉄筋コンクリート造性 能評価ガイドライン	（一財）国土開発技術研究センター，1998 年 3 月
5	建築・土木分野における 歴史的建造物の診断・修 復研究委員会報告書	（公社）日本コンクリート工学会，2007 年 6 月
6	レンガ・石積み・無補強 コンクリート造の補修・ 補強の手引き	（公財）鉄道総合技術研究所，1987 年
7	2017 年改訂版既存鉄筋 コンクリート造建築物 の耐震診断基準・同解説	（一財）日本建築防災協会/国土交通大臣指定耐震改修支 援センター，2017 年 7 月
8	日本近代建築の歴史	村松貞次郎，岩波現代文庫，2005 年 4 月
9	煉瓦造建築物の耐震診 断規準 改訂第 2 版	（一社）北海道建築技術協会 平成 27 年 5 月
10	建築技術	建築技術「RC 造の耐震診断・耐震補強の基本知識」， pp119，2009 年 3 月
11	建物の耐震診断入門	大森信次/久田俊彦，鹿島出版会， pp98~104，1980 年

12	建築・土木分野における 歴史的建造物の診断・修 復研究委員会報告書	(公社) 日本コンクリート工学会, pp227~229, 2007 年 6 月
13	建物の耐震診断入門	大森信次/久田俊彦, 鹿島出版会, pp102~105, 1980 年
14	無補強煉瓦造建築およ び市街地建築物法期の 鉄筋コンクリート造性 能評価ガイドライン	(一財) 国土開発技術研究センター, p205, 1998 年 3 月
15	重要文化財 (建造物) 耐震診断指針・耐震補強 の手引き (改訂版)	文化庁, pp40, 平成 29 年 3 月

3.6 耐震診断の事例調査の整理と考察

煉瓦造建築物の構造には、日本独自の耐震化技術が存在しており、それらの特徴を正しく見極め、耐震診断を行うことが大切である。「歴史的煉瓦造建築物の修理工事報告書」より耐震診断事例を調査し、表 3.3 に整理した。

1) 耐震診断年と耐震診断手法

- ・耐震診断の必要性が指摘されはじめたのは 1970 年代である。どちらかというと「煉瓦造の脆弱な部分は補強を行うことが前提」であり、当時の現行基準との比較や壁量確認を行っていた。
- ・「既存 RC 造耐震診断基準」の第 1 次診断法の採用事例が多く、その理由は壁の多い煉瓦造に適していると考えられていたためである。複雑な形状の建物の場合には、第 1 次診断法と併用して、ゾーニングの考え方を取り入れるなど、追加検討が必要である。
- ・近年では、計算プログラムの発達に伴い立体解析が主流であり、強度と共に変形性能も把握できる。しかしながら、煉瓦造の特性は一般化・標準化されていないため、診断者に委ねられており、有識者のアドバイスが必要になる。

2) 煉瓦造の構造種別と耐震診断手法

- ・木骨煉瓦造は 3 棟で、そのうちの 1 棟が補強対象建物である。第 2 章で明らかにしたように木骨煉瓦造の壁厚は薄く（1 枚ないし 1.5 枚）、自重を負担するのみである。煉瓦壁の性能は実験にて把握し、耐震補強は鉄骨フレームを付加している。
- ・煉瓦造は、「既存 RC 造耐震診断基準」の第 1 次診断法を採用しているものが多いが、「旧奈良監獄北倉庫」は煉瓦壁に設けられた開口が大きく、壁は曲げ系と仮定したとして第 2 次診断法を採用していた。このように建物形状に合わせた診断法を採用することが重要である。
- ・「中央合同庁舎第 6 号館赤れんが棟」は煉瓦造であるが、平面的に大規模で平面形状が複雑（H 型）であることから、時刻歴応答解析を行っている。
- ・補強式鉄骨煉瓦造は 3 棟で、いずれも内部空間が広い大規模煉瓦造で鉄骨量が多い建物である。耐震補強には免震工法を採用しており、時刻歴応答解析を行っている。補強効果の確認が重要であり、補強検討を見据えて診断手法は採用する必要がある。

3) 建物の構造的特徴

- ・建物の構造的特徴を鑑み、診断手法を採用していることが見受けられる。
- ・塔屋や煙突などは、個別検討により耐震安全性を確認している。

4) 診断判定基準に関する係数等

- ・靱性指標（F）は、診断者が理由付けして建物ごとに判断しているのが実状である。

表3.3 歴史的煉瓦造建築物の耐震診断事例

	建物名	竣工年	耐震診断	建物概要		建物の特徴	耐震診断方法					面外破壊に対する検討	備考		参考資料					
				構造種別	規模		既存RC診断	限耐法	振動解析	現行基準	その他		F 値	Iso	①	②	③	④	⑤	⑥
1	旧富岡製糸場西置繭所	1872年	2011年	木骨煉瓦造	2階建	・細長い方形（12.3m×104.4m） ・明治初期の官営工場			○		静的載荷試験、振動台実験による煉瓦壁の耐震性能確認				○					
2	旧金森洋物店	1880年	1992年	煉瓦造	2階建	・約11m×14.5mの住宅 ・十勝沖地震で被災、翌年修理				○	保有耐力計算・立体フレーム解析 常時微動測定									
3	旧神戸居留地十五番館	1880～1881年		木骨煉瓦造	2階建	・阪神大震災にて倒壊復旧			○											
4	同志社彰栄館	1884年	1981年	煉瓦造	2階建 （鐘楼あり）	・東面に塔屋あり					許容応力度計算 平均せん断力、k = 0.2で建物が抵抗できない									
5	旧手宮鉄道施設（機関車倉庫）	1885年	2005年	煉瓦造	平屋						Co=0.2で補強鉄骨検討									
6	国立国会図書館支部上野図書館	1886年	1995年	鉄骨補強煉瓦造	地下1階地上2階	・昭和初期に増築 ・大規模煉瓦造			○			面外方向の曲げモーメントについて検討								
7	同志社礼拝堂	1886年	1986年	煉瓦造	平屋 （煙突あり）	・1層の階高が高い ・高い切妻壁（16m）が存在する					屋根トラスの応力解析 煉瓦壁の耐力確認									
8	北海道庁旧本庁舎	1888年	1967年	煉瓦造	地下1階地上2階	・H型の平面形状を持つ大規模建物 ・八角塔、煙突が存在する					1968年に一度改修工事が行われているが、再度平成27年に調査・診断	面外方向の曲げモーメントについて検討								
9	京都大学（中央） 旧石油科学教室本館	1889年	2002年 2009年	煉瓦造	3階建	・度重なる増築あり	○				平均せん断力		2F：0.8 1F：1.0	0.9		○	○			○
10	旧下野煉化製造会社煉瓦窯	1890年	2006年	煉瓦造	煉瓦窯+煉瓦煙突	・ホフマン窯 ・煙突34.5m					煙突：0.4G、窯：0.6G 立体フレーム解析、壁FEM解析									
11	日本バプティスト正教会教団大聖堂	1891年	1992年	煉瓦造	2階建 （鐘楼あり）	・大規模煉瓦造 ・鐘楼（関東大震災で焼失）	○		○			面外方向のせん断について検討	0.8	0.8		○				○
12	三菱一号館	1894年		煉瓦造（帯鉄）	地下1階地上3階	・解体一部復元（新築）														
13	同志社クラーク記念館	1894年	1996年	煉瓦造	2階建 （塔屋あり）	・方形の平面に斜め塔屋あり		等価線形化法		長期	面外応力検討（1G）	面外方向の曲げモーメントについて検討								
14	中央合同庁舎第6号館 赤れんが棟	1895年	1991年	煉瓦造 （角部に鉄）	3階建	・H型大規模建築			○		平均せん断力	面外方向の曲げモーメントについて検討								
15	旧本庄商業銀行倉庫	1896年	2012年	煉瓦造	2階建	・桁行36mの倉庫	○				FEM解析 振動計測	面外方向のせん断について検討	0.6	0.6		○			○	
16	旧長崎税関下り松派出所	1898年		煉瓦造	平屋						現行設計基準との比較					○				
17	シャトーカミヤ旧醸造場施設	1903年	2012年	煉瓦造（帯鉄）	2階建	・東日本大震災で被災				○	弾塑性解析 立体フレーム解析、壁FEM解析	面外方向の曲げモーメントについて検討			○					
18	旧香港上海銀行長崎支店	1904年	2018年	石造・煉瓦造	3階建															
19	東京砲兵工廠銃砲製造所	1905～1920年		木骨煉瓦造 鉄骨煉瓦造	平屋	・明治～昭和初期にかけて他棟増築 ・関東大震災で被災、補修の痕跡あり ・取り壊し														
20	旧日本銀行京都支店	1906年	2008年	石材煉瓦混合構造	2階建	・2階中央に吹き抜け空間	○				煉瓦壁の設計はFEM解析		2F：0.8 1F：1.0	0.8		○	○		○	
21	旧下関英国領事館本館	1906年	2006年	煉瓦造（帯鉄）	2階建	・総2階建					壁量保有耐力 FEM解析									
22	旧奈良監獄北倉庫	1908年	2018年	煉瓦造（帯鉄）	2階建	・桁行41.6mの倉庫	○				第二次診断法（Is=0.6）		1.0	0.6		○			○	○
23	旧金澤陸軍兵器支廠兵器庫	1909～1914年	1990年	煉瓦造	2階建	・細長い方形（9.09m×30.0m）					現行法照合									
24	旧近衛師団司令部庁舎	1910年	1973年	煉瓦造	2階建	・関東大震災で被災 ・補修工事の痕跡あり（RC臥梁）				○										

	建物名	竣工年	耐震診断	建物概要		建物の特徴	耐震診断方法					面外破壊に対する検討	備考		参考資料					
				構造種別	規模		既存RC診断	限耐法	振動解析	現行基準	その他		F 値	Iso	①	②	③	④	⑤	⑥
25	みなとみらい21 赤レンガ倉庫	1911年	1993年	煉瓦造（帯鉄）	3階建	・関東大震災で半壊 ・国の保税倉庫					保有水平耐力（Co＝1.0） 大型煉瓦壁構造実験による	面外方向の曲げモーメントについて検討								
26	旧八百津発電所	1911年	1995年	煉瓦造	2階建	・用途上、大空間を持つ(軒高12m) ・修理工事のみ	○			○				0.8		○	○			
27	岩手銀行（旧盛岡銀行） 旧本店本館	1911年	2012年	煉瓦造	2階建 (塔屋あり)	・八角棟と尖塔を持つ ・東日本大震災での被害あり ・中央に吹き抜け空間				○ Co＝0.2 Co＝1.0	壁量計算 保有水平耐力（Co＝0.2，1.0）	破風壁の検討 （1.0G）								
28	碓氷峠鉄道施設変電所 （丸山変電所）	1911年	2002年	煉瓦造	平屋	・ペディメントに過去の地震による揺れの 痕跡あり					補強計算：許容応力度									
29	内閣文庫	1911年	1985年	煉瓦造（帯鉄）	3階建	・解体調査 ・明治村に移築	○						1.0	1.0		○				
30	旧秋田銀行本店本館	1912年		煉瓦造（帯鉄）	2階建															
31	東京駅丸の内駅舎	1914年	1987年	鉄骨補強煉瓦造	3階建 (塔屋あり)	・東京大空襲で3階が消失 ・2階建てとして復旧			○		煉瓦壁耐力実験にて壁耐力把握									○
32	明治学院礼拝堂（チャペル）	1916年	2003年	煉瓦造	平屋	・ミラー記念館解体煉瓦を再利用 ・関東大震災の痕跡あり	？							0.8						
33	山口県旧県会議事堂	1916年	1997年	煉瓦造 (山形金網)	2階建	・正面中央に塔屋あり	○			○	ゾーン分けして検討	面外方向の曲げモーメントについて検討	1.0	0.8		○				
34	山形県旧県会議事堂	1916年	1987年	煉瓦造	2階建	・T字型大規模建築 ・新潟沖地震で損傷				○	現行耐震設計法	面外方向の曲げモーメントについて検討								
	山形県旧県庁舎	1916年	1987年	煉瓦造	2階建	・ロの字型大規模建築 ・新潟県沖地震で損傷				○	現行耐震設計法	面外方向の曲げモーメントについて検討								
35	大阪市中央公会堂	1918年	1999年頃	鉄骨補強煉瓦造	地下1階地上3階	・大規模煉瓦造 ・昭和初期に改修	○		○					0.8						
36	旧名古屋控訴院 地方裁判所区裁判所庁舎	1922年	1989年	煉瓦造	3階建	・大規模煉瓦造 ・吹抜け大階段あり					耐震性には問題なし 強度計算による確認									

【参考資料】
①重要文化財(建造物)耐震診断指針
②既存RC造耐震診断基準
③組積造設計基準
④壁S気構造関係設計基準(メーソンリー編)
⑤北海道耐震診断規準

3.7 第3章のまとめ

第3章では、既存煉瓦造建築物の耐震診断の考察を行い、以下の知見を得た。

1) 既存煉瓦造建築物の耐震診断手法の現状を把握した

- ・既存煉瓦造建築物の耐震診断は、診断者が構造調査の結果や過去の地震被害の傾向を考慮して、建物に応じた手法を選択している。
- ・「既存 RC 造耐震診断基準」の第1次診断法に準拠して解析している事例が多い。第1次診断法は、壁耐力を計算することで比較的簡便に判断できるが、判定基準には余裕があることから診断結果は安全側になりやすい。結果として補強量が増えることにも繋がる。
- ・面外方向の検討は必要に応じて行っているのが実状である。

2) 既存煉瓦造建築物の耐震診断手法採用における問題点を整理した

- ・既存煉瓦造建築物の耐震診断に使用している診断手法について、採用時の問題点を整理した。判定基準 I_s 値、靱性指標 F 値は、煉瓦造建築物に対して明確化されておらず、「既存 RC 造耐震診断基準」を流用している。診断者は、耐震診断を行う建物に即した判定基準を設定する必要がある。
- ・煉瓦造建築物を対象とした判定基準を定めるためのより明確な方向性を示すことは今後の課題である。

3) 耐震診断のフローを作成した

- ・煉瓦造建築物の構造的弱点を考慮した耐震診断のフローを作成した。
- ・煉瓦造建築物は、RC 造とは異なり耐震要素である壁の耐力のみでは耐震性能の確保は困難である。建物の耐震性に影響を与える項目として、床、屋根スラブの水平剛性の確保や壁の面外応力に対する脆弱さが考えられる。

これらの知見より、第4章の耐震補強について考察する。

第3章の参考文献

1	重要文化財（建造物） 耐震診断指針	文化庁，平成 24 年 6 月改正
2	重要文化財（建造物） 耐震診断指針・耐震補強 の手引き（改訂版）	文化庁，平成 29 年 3 月
3	組積造設計基準・同解説	（一社）日本建築学会，1952 年
4	無補強煉瓦造建築およ び市街地建築物法期の 鉄筋コンクリート造性 能評価ガイドライン	（一財）国土開発技術研究センター，1998 年 3 月
5	建築・土木分野における 歴史的建造物の診断・修 復研究委員会報告書	（公社）日本コンクリート工学会，2007 年 6 月
6	レンガ・石積み・無補強 コンクリート造の補修・ 補強の手引き	（公財）鉄道総合技術研究所，1987 年
7	2017 年改訂版既存鉄筋 コンクリート造建築物 の耐震診断基準・同解説	（一財）日本建築防災協会/国土交通大臣指定耐震改修支 援センター，2017 年 7 月
8	日本近代建築の歴史	村松貞次郎，岩波現代文庫，2005 年 4 月
9	煉瓦造建築物の耐震診 断規準 改訂第 2 版	（一社）北海道建築技術協会 平成 27 年 5 月
10	建築技術	建築技術「RC 造の耐震診断・耐震補強の基本知識」， pp119，2009 年 3 月
11	建物の耐震診断入門	大森信次/久田俊彦，鹿島出版会， pp98~104，1980 年

12	建築・土木分野における 歴史的建造物の診断・修 復研究委員会報告書	(公社) 日本コンクリート工学会, pp227~229, 2007 年 6 月
13	建物の耐震診断入門	大森信次/久田俊彦, 鹿島出版会, pp102~105, 1980 年
14	無補強煉瓦造建築およ び市街地建築物法期の 鉄筋コンクリート造性 能評価ガイドライン	(一財) 国土開発技術研究センター, p205, 1998 年 3 月
15	重要文化財 (建造物) 耐震診断指針・耐震補強 の手引き (改訂版)	文化庁, pp40, 平成 29 年 3 月

第4章 既存煉瓦造建築物の耐震補強方法の考察

4.1 はじめに

4.2 既存煉瓦造建築物における耐震補強の課題

4.3 耐震補強技術の変遷

4.4 耐震補強の現状把握

4.4.1 文化財の耐震補強

4.4.2 補強方法の分類

4.4.3 明治期の煉瓦造建築物の特徴

4.5 補強設計のフロー

4.6 耐震補強の実例調査の整理と考察

4.7 第4章のまとめ

第4章のまとめ

第4章 既存煉瓦造建築物の耐震補強方法の考察

4.1 はじめに

第3章において、既存煉瓦造建築物の耐震診断の考察を行った。

耐震診断の結果、建物の耐震性能が不足していることが判明した場合には耐震補強を行う。耐震補強は、地震時における耐震安全性確保に必要な措置以外に、地震被害の軽減や震災後の復旧工事の規模縮小にも関係する。補強計画では、建物の特徴、建物規模及び構造的性状などを考慮して、工学的判断に基づき、建物に見合う最適な補強方法を選択する必要がある。

既存煉瓦造建築物の場合は、構造安全性の確保のみでなく、意匠性に配慮することを求められることが多い。特に指定文化財または登録有形文化財の煉瓦造建築物では、建物の歴史的背景まで含めて考えなければならず、文化財の専門家の関与は必須である。

本章では、耐震補強方法について考察する。既存煉瓦造建築物の構造補強工事における手法を調査・分析した上で、その変遷を整理し採用過程を明らかにする。

1) 耐震補強の課題を明らかにする

過去に行われた保存修理工事の報告書を整理し、煉瓦造建築物特有の構造的弱点と、その補強について明らかにする。

2) 補強設計方法の変遷と現状を把握する

過去の保存修理工事における補強方法の変遷と、現在選択される補強方法の利点と欠点を把握する。

3) 補強設計のフローを作成する

煉瓦造建築物特有の構造的弱点を把握し、補強設計のフローを作成する。

4.2 既存煉瓦造建築物における耐震補強の課題

耐震補強は、既存建物の構造安全性を確保するために必要不可欠であるが、既存建物に手を加える際には、建物価値を守るための最適な補強方法を選択する必要がある。阪神・淡路大震災（1995 年）では煉瓦造建築物を含めた多くの歴史的建造物が被災したこともあり、その結果、様々な構造補強方法が開発され、選択の幅が広がった。

既存煉瓦造建築物に対する補強設計の重要課題は、煉瓦と目地材とで形成された躯体をできる限り一体化させて、靱性の低い煉瓦壁の変形量を低減することである。また、耐震性の向上には、面外方向への倒壊防止と局所破壊の防止を考慮することが、既存煉瓦造建築物の耐震補強の基本といえる。

ここで、煉瓦造建築物特有の構造的弱点とそれに対する補強を、以下に列記する。

1) 煉瓦は、圧縮には強いが、せん断と引張には弱い

従って、せん断や引張に有効な補強を選定する必要がある。

2) 小屋組や床組は木造のことが多く、煉瓦壁と接続されていない。

従って、壁が面外に振られやすくなるため、床面や屋根面の水平構面を固める必要がある。

3) 当時の意匠デザイン上、揺れが増幅するような突出物（煙突や妻壁）が存在する。

従って、建物の揺れとは異なる周期で揺れる突出物を個別に補強する必要がある。

この他、煉瓦造は重量が重いため、補強することで増加する重量によっては地盤や基礎の安全性を検証する必要がある、補強材の重量の軽量化を考慮することも重要となる。

4.3 耐震補強技術の変遷

1924（大正 13）年の市街地建築物法の改正により、大規模な煉瓦造建築物の新築はほぼ不可能となり、地方においては蔵や倉庫といった中小規模の建物は建てられていたが、大規模煉瓦造建築物は、ほとんど建設されなくなった。従って、これ以降、煉瓦造建築物に関する耐震性能の研究はほとんど皆無であった。

歴史的煉瓦造建築物の耐震補強を手がけるようになった当初は、主にコンクリートによる補強方法を採用している。その理由は、RC造の補強でも実績があったことや、性能確保の確認がしやすく低コストで施工が容易なことである¹⁾。

反面、コンクリート補強は取り外しが困難であるというデメリットがある。文化財の 5 原則にも示されるように、歴史的組積造建築物の補強では、当所材はできる限り痛めないこと、かつ将来的により良い補強方法が考案された場合には置き換えが可能な「可逆的な方法」が良いといわれている。そのため、文化財である、または将来文化財を目指す建物には不向きな補強方法といえる。また、この補強方法ではコンクリートによって煉瓦そのものを見せることができなくなり意匠性も失われてしまうことになる。

コンクリートによる補強の問題点を回避するために、1980 年代には鉄骨や鋼材による補強が行われるようになった。鉄骨補強は、開口部を設けやすく、また、既存煉瓦躯体への取付けは接合部のみである。「可逆的な方法」という意味でも有利な方法であり、現在でも文化財等の建築物にも多く用いられている。

阪神・淡路大震災（1995 年）では、煉瓦造建築物を含む多くの歴史的建造物が多大な被害を受けた。特に、神戸を中心として多くの近代建築が被災した。このとき、修復・再生の際に文化的価値を低下させない補強方法として、ピンニング工法（煉瓦倉庫レストラン）や炭素繊維などの新素材を適用した補強方法（日本基督教団大阪教会 他）、煉瓦造建築物に初めて免震工法（旧神戸居留地十五番館）が採用された。これ以降、文化財を重視した補強方法が次々と開発されるようになった。

最近では、煉瓦造建築物の歴史的価値と意匠性を重視する傾向があり、意匠性を損ねない補強として、プレストレス補強（清心女子大本館）やアラミド繊維による目地置換補強（シャトーカミヤ）などが採用される。どちらも「可逆的な方法」という点では懸念があるが、外観・内観は保持できる。なお、プレストレス補強により改修した「清泉女子大学本館（旧島津侯爵邸：大正 4 年竣工）」は、東日本大震災の被害を免れたとのことである²⁾。

4.4 耐震補強の現状把握

4.4.1 文化財の耐震補強

「文化財（建造物）耐震診断・耐震補強の手引き」³⁾には、文化財建造物に関する構造補強の5原則が記されている。

- ① 意匠を損なわないこと
- ② 部材を痛めないこと
- ③ 可逆的であること
- ④ 区別可能であること
- ⑤ 最小限の補強であること

特に、⑤最小限の補強に抑えるには、既存建物が有している耐震性能を十分に利用する（活かす）ことが重要となり、既存煉瓦造建築物の耐震性能を的確に評価する必要がある。

なお、最適な補強方法を選択するには、コスト、施工性、耐久性、維持管理のしやすさなどにも十分に配慮する必要がある。

4.4.2 補強方法の分類

「建築・土木分野における歴史的建造物の診断・修理検討委員会 報告書」⁴⁾を参考として、耐震補強技術に対する利点と欠点をまとめた。

1) 耐震性能の向上

補強方法	特徴	利点	欠点
RC による補強	<ul style="list-style-type: none">・ 既存 RC 造の耐震補強に使用されている・ 低コストである・ 施工が簡易であり、管理しやすい・ 補強効果が明確である・ 仕上材の下地になる・ 重量が増加し、基礎補強が必要となる場合もある・ 当初の煉瓦が隠れてしまう・ 空間が狭くなる・ 設置後には取り外しが困難（可逆性がない）・ 居ながらの補強は不可能である	<ul style="list-style-type: none">●●●●●	<ul style="list-style-type: none">●●●●●
鉄骨・鋼板による補強	<ul style="list-style-type: none">・ 既存 RC 造の耐震補強に使用されている・ 大きな開口などを有する場合にも、開口設置がしやすい・ 設置後の取り外しが簡便である（可逆性がある）・ 軽量のため取り扱いやすい・ 将来的に置換が可能である・ RC 壁の増設と比較するとコストは高くなる・ 現地の組立て作業のため、施工計画を十分に行うことが	<ul style="list-style-type: none">●●●●●	<ul style="list-style-type: none">●●

	必要である ・居ながらの補強は不可能である		●
鉄筋挿入	・煉瓦壁を一体化することが可能である ・意匠デザインに与える影響が少ない	●	
プレストレス補強	・重量が増えない（補強のための基礎は不要） ・補強効果の確認には実験が必要である ・挿入の際、屋根（小屋組）を取り外す必要がある ・挿入する PC 鋼棒に継ぎ手が発生する ・設置後には取り外しが困難である（可逆性がない） ・居ながらの補強は不可能である	● ● ● ▲	▲ ● ● ●

2) 地震水平動の軽減

補強方法	特徴	長所	短所
免震レトロフィット	・既存 RC 造の耐震補強に使用されている ・意匠デザインに与える影響が少ない ・強震時に家具の転倒がない ・居ながらの施工が可能となる場合がある ・建物周囲にはクリアランスが必要 ・大規模な基礎工事が発生する ・コストと工期が増大する	● ● ● ●	● ● ●

3) その他の方法

補強方法	特徴	長所	短所
目地置換工法	・意匠デザインに与える影響が少ない ・既存目地を撤去するため、文化財的価値に影響あり ・補強効果の確認には実験が必要である ・設置後には取り外しが困難（可逆性がない）	● ▲	▲ ● ●
エポキシ樹脂注入工法	・意匠デザインに与える影響が少ない ・補強効果の確認には実験が必要である ・煉瓦目地の空隙が不明であり管理が困難である ・注入する量の予測や充填後の確認が困難である ・設置後には取り外しが困難である（可逆性がない） ・樹脂の耐久性が現時点では検証されていない	●	● ● ● ● ●
ピンニング工法	・意匠デザインに与える影響が少ない ・補強効果の確認には実験が必要である ・片側からの補強では耐震性能向上が半減する ・設置後には取り外しが困難である（可逆性がない）	●	● ● ●

耐震補強工法はそれぞれに利点と欠点を持ち合わせているため、対象となる煉瓦造建築物をどのように補強したいかによって、選択する補強方法は異なってくる。構造的弱点を正確に把握した上で、脆弱な部分をどのように補強するか、意匠性や文化財的価値、コストや施工性も考慮して、最適な補強方法を選択することが最終的には望ましい解となる。

4.4.3 明治期の煉瓦造建築物の特徴

既存煉瓦造建築物は、建築デザインの流行により、地震時に揺れが増幅するような突出物（煙突や妻壁）が存在していることが多い。また、室内に多くの自然採光を取り入れるために、必然的に階高は高くなり、外部に面した開口部は大きくなる。

さらに、床や屋根は木造であることが一般的であり、このとき煉瓦壁とは一体化されておらず、壁の上に設置しているのみである。

このように、部分的に見ても脆弱な箇所が多く、構造耐力に影響を及ぼすことが予想される。そのため、建物全体の耐力向上のための補強だけでなく、部分的な脆弱部分を補強する必要がある。

4.5 補強設計のフロー

耐震診断により、対象建物の構造的弱点に対する補強が必要と判断した場合には、建物全体の耐力向上と局部的な破壊の回避を行う必要があり、それを満足させるための補強設計フローを図 4.1 に示す。

耐震補強において重要なのは、「補強目標の設定」である。耐震性能の向上のみでなく、その建物が本来保持している文化的価値を損わない、また活用方法に応じた補強方法を選択することである。

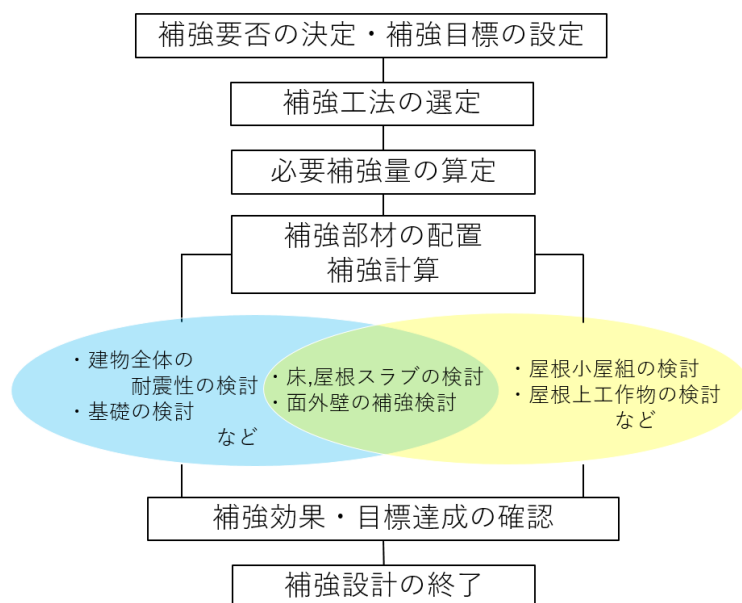


図 4.1 補強設計のフロー

補強設計での解析については 3.5 節に示したように、1) 建物全体の破壊と 2) 局部的な破壊、それぞれを回避する検証を行う。ここでは局部的な破壊の回避について以下に示す。

1) 面外崩壊の回避

煉瓦造建築物の地震被害による破壊パターン⁵⁾にある面外方向の破壊では、建物の上階に破壊が集中している。部分的な面外崩壊から全体崩壊に至る場合もあることから、必ず回避しなければならない。

2) 水平剛性の確保

既存煉瓦造建築物では、木造の床や屋根軸組は壁との接合がなされていない。仮に、一体化が図られていたとしても木造では剛性が低い。面外応力によって、床と壁とは、離れ勝手になったり押されたりするため、水平剛性を確保することが大切である。

3) 突出物の振動制御

屋根からの突出物などは、過去の地震において揺れが増幅し、破壊されていることが明確である。局部震度 ($k=1.0G$) または振動解析により得られた外力に対し

て、耐震安全性を確認する必要がある。

煉瓦造建築物では、局所的な破壊が建物全体の破壊に繋がる可能性があるため、これらの検討は重要である。

表4.1 歴史的煉瓦造建築物の耐震補強事例

	建物名	竣工年	改修年	建物概要		改修後の用途	補強目的	改修・補強内容					備考
				構造種別	規模			基礎	壁	床	屋根	その他	
1	旧富岡製糸場西置繭所	1872年	2019年	木骨煉瓦造	2階建	展示館 多目的ホール	耐震性能不足	RC基礎	鉄骨フレーム補強 アラミド繊維補強	構造用合板	水平構面ブレース (炭素繊維)		
2	旧金森洋物店	1880年	2000年	煉瓦造	2階建	資料館	耐震性能不足 基礎耐力向上	RC基礎補強	PS導入補強				
3	旧神戸居留地十五番館	1880～ 1881年	1998年	木骨煉瓦造	2階建	店舗	阪神大震災：倒壊 復元工事	RC基礎 地盤改良	新調煉瓦とモルタル目地で 積み直し			免震レトロフィット 煙突：SRC造	
4	同志社彰栄館	1884年	1981年	煉瓦造	2階建 (鐘楼あり)	学校	耐震性能不足	RC基礎	鉄骨柱設置 鋼板耐震壁			煙突：鋼管挿入 塔屋：鉄骨補強	
5	旧手宮鉄道施設（機関車倉庫）	1885年	2008年	煉瓦造	平屋	博物館	基礎耐力向上	R C 基礎 地盤改良	鉄骨フレーム補強		水平構面ブレース RC臥梁（1962年）		
6	国立国会図書館支部上野図書館	1886年	2002年	鉄骨補強煉瓦造	地下1階地上2階	図書館	耐震性不足 水平力の軽減	基礎梁補強	RC壁増打		屋根面ブレース設置	免震レトロフィット	
7	同志社礼拝堂	1886年	1990年	煉瓦造	平屋 (煙突あり)	礼拝堂	耐震性能不足 妻壁補強	RC基礎	鋼板耐震壁設置 鉄骨フレーム設置 鉄筋補強	中2階：鉄骨梁	鉄骨梁設置	煙突：鋼管挿入	
8	北海道庁旧本庁舎	1888年	1968年	煉瓦造	地下1階地上2階	資料館	構造安全性向上 創建時への復元	RC独立基礎	RC造（B1階） 翼棟RC造補強	デッキ+RCスラブ	RC造臥梁設置	煙突：RC造で作り替え	
9	京都大学（中央）旧石油科学教室本館	1889年	2010年	煉瓦造	3階建	学校	耐震性能不足		鋼板耐震壁 ステンレスピン挿入 煉瓦目地充填		壁頂部水平鉄骨ブレース		
10	旧下野煉化製造会社煉瓦窯	1890年	2015年	煉瓦造	煉瓦窯+煉瓦煙突	外観展示	変形制御	永久アンカー R C 基礎 地盤改良	目地注入補強 RC補強 鉄骨フレーム		屋根面水平構面ブレース	煙突：鉄骨ブレース補強	
11	日本バプティスト正教会教団大聖堂	1891年	1998年	煉瓦造	2階建 (鐘楼あり)	教会	耐震性向上		鉄筋挿入 ピンネット工法				
12	三菱一号館	1894年	2009年	煉瓦造（帯鉄）	地下1階地上3階	事務所	復元工事					免震レトロフィット	復元
13	同志社クラーク記念館	1894年	2007年	煉瓦造	2階建（塔屋あり）	学校	水平剛性向上 目地強度不足		モルタル増打ち 目地部にモルタル注入 鉄骨臥梁		鉄骨トラス ブレース補強	煙突：鉄骨補強 アンカー筋挿入	
14	中央合同庁舎第6号館 赤れんが棟	1895年	1994年	煉瓦造 (角部に鉄)	3階建	資料館	耐震性能不足 面外耐力の向上 創建時への復元		RC造柱、臥梁設置 RC門形ラーメン 鋼板耐震壁	RC床新設	小屋裏RC床新設	柱・梁鋼板巻き	
15	旧本庄商業銀行倉庫	1896年	2016年	煉瓦造	2階建	展示館 多目的ホール	耐震性能不足	RC 基礎	鉄骨フレーム補強 壁柱	デッキ+RCスラブ 水平ブレース	水平ブレース 屋根構面鋼板パネル		
16	旧長崎税関下り松派出所	1898年	2001年	煉瓦造	平屋	資料館	不同沈下 耐震性能不足	RC基礎補強 RC耐圧盤設置 地盤改良	鉄骨バットレス 鉄骨臥梁 鉄筋挿入			掲家工事 ペディメント補強	
17	シャトーカミヤ旧醸造場施設 事務棟	1903年	2016年	煉瓦造（帯鉄）	2階建	事務所	壁量は保有 面外耐力保持できない		RC臥梁 鉄骨フレーム 鉄筋挿入 アラミド目地補強	構造用合板	屋根水平構面ブレース	煙突：鉄筋挿入	
	発酵室	1903年	2016年	煉瓦造	B1階/2階	資料館	耐震性能不足	RC基礎	鉄骨バットレス 鉄筋挿入 アラミド目地補強		屋根水平構面ブレース		
	貯蔵庫	1903年	2016年	煉瓦造	平屋	店舗	耐震性能不足		鉄骨フレーム 鉄筋挿入 アラミド目地補強		屋根水平構面ブレース		
18	旧香港上海銀行長崎支店	1904年	1992年	石造・煉瓦造	3階建	資料館	耐震性能不足		鋼板耐震壁 鉄骨水平トラス ステンレス棒挿入	2階床梁鋼板巻き		煙突：鋼板取り付け	
19	東京砲兵工廠銃砲製造所	1905～ 1920年		木骨煉瓦造 鉄骨煉瓦造	平屋	取り壊し							
20	旧日本銀行京都支店	1906年		石材煉瓦混合構造	2階建	博物館	面外変形の制御			2階：鉄骨水平トラス	水平構面ブレース		

	建物名	竣工年	改修年	建物概要		改修後の用途	補強目的	改修・補強内容					
				構造種別	規模			基礎	壁	床	屋根	その他	
21	旧下関英国領事館本館	1906年	2014年	煉瓦造（帯鉄）	2階建	店舗 展示施設	液状化対策 耐震性能不足	RC基礎補強 地盤改良	アラミドロッド挿入 目地アラミド繊維補強	梁端部金物補強	小屋組補強 屋根面水平ブレース	揚家工事	
22	旧奈良監獄北倉庫	1908年	2019年	煉瓦造（帯鉄）	平屋建	資料館	耐震性能不足	RC基礎補強	鉄骨ブレース 鉄筋挿入		水平構面ブレース	ペディメント鉄骨補強	
23	旧金澤陸軍兵器支廠兵器庫 第一棟	1914年	1985年	煉瓦造	2階建	資料館	耐震性能不足 改修	RC基礎	RC造躯体設置	RC床スラブ	コンクリート屋根スラブ		
	第二棟	1913年	1986年	煉瓦造	2階建	資料館	耐震性能不足 改修	RC基礎	鉄骨臥梁 ステンレス鋼挿入	RC床スラブ	鉄骨屋根		
	第三棟	1909年	1990年	煉瓦造	2階建	倉庫	耐震性能不足 改修	RC基礎	鉄骨バットレス ステンレスボルト挿入	RC床スラブ			
24	旧近衛師団司令部庁舎	1910年	1977年	煉瓦造	2階建	美術館	耐震性能不足 不同沈下 老朽化	RC基礎補強工事	RC造耐力壁				
25	みなとみらい21 赤レンガ倉庫	1911年	1996年	煉瓦造（帯鉄）	3階建	店舗	耐震性能不足	RC基礎	鉄骨バットレス 鉄骨門形ラーメン挿入 耐震パネル				
26	旧八百津発電所	1911年		煉瓦造	2階建	資料館	耐震性能不足 耐震補強工事未定						
27	岩手銀行（旧盛岡銀行） 旧本店本館	1911年	2012年	煉瓦造	2階建 (塔屋あり)	資料館	面外変形の制御			2階：鉄骨水平ブレース	水平構面ブレース 小屋組補強	煙突補強 破風壁補強	
28	碓氷峠鉄道施設変電所 （丸山変電所）	1911年	2002年	煉瓦造	平屋	外観展示	耐震性能不足	RC基礎梁	鉄骨梁・柱設置 鉄筋挿入		鉄骨トラス補強		
29	内閣文庫	1911年		煉瓦造（帯鉄）	3階建	明治村展示							
30	旧秋田銀行本店本館	1912年		煉瓦造（帯鉄）	2階建	資料館							
31	東京駅丸の内駅舎	1914年	2012年	鉄骨補強煉瓦造	3階建 (塔屋あり)	駅舎	復原工事 (2階→3階) 水平力軽減	杭基礎	RC臥梁	R C 床新設	屋根構面ブレース	免震レトロフィット ドーム部：PC鋼より線PS導 入	増築復元
32	明治学院礼拝堂（チャペル）	1916年	2008年	煉瓦造	平屋	礼拝堂	耐震性能不足 改修	RC基礎	RCバットレス（造替え） 銅板耐震壁 鉄骨フレーム（妻壁）	鉄骨フレーム+RC床新設			
33	山口県旧県会議事堂	1916年	2004年	煉瓦造 (山形金網)	2階建	資料館	耐震性能不足	RC基礎 RC耐圧盤	鉄骨挿入・バットレス 鉄筋挿入 ステンレスパネル設置 壁頂部鉄骨補強	ステンレスパネル	揺れ止め補強		
34	山形県旧県会議事堂	1916年	1990年	煉瓦造	2階建	資料館	不同沈下 耐震性能不足 水平剛性不足		補強鉄筋挿入・RC壁 鉄骨バットレス 壁頂部鉄骨補強		水平鉄骨トラス	煙突：樹脂鉄筋挿入	
	山形県旧県庁舎	1916年	1995年	煉瓦造	2階建	資料館	不同沈下 耐震性能不足 水平剛性不足	RC基礎補強	鉄筋挿入 RCコア壁設置	厚板留付け補強 構造用合板	鉄骨水平構面トラス		
35	大阪市中央公会堂	1918年	2002年	鉄骨補強煉瓦造	地下1階地上3階	公会堂	耐震性能不足 水平力軽減	基礎梁補強	RC壁増打ち		鉄骨水平ブレース	免震レトロフィット	
36	旧名古屋控訴院 地方裁判所区裁判所庁舎	1922年	1989年	煉瓦造	3階建	資料館	耐震性に問題なし 部分的な補強 面外応力破損防止		壁頂部鉄骨臥梁設置 エポキシ樹脂注入 控え壁設置・鉄筋挿入	RC床スラブ		塔屋：鉄筋挿入	

4.6 耐震補強の実例調査の整理と考察

「歴史的煉瓦造建築物の修理工事報告書」より、煉瓦造建築物の耐震補強について事例を調査し、整理した。既往文献 4) を参考とし、補強部位は以下の 5 分類とした。表 4.1 では、補強部位ごとに補強方法をまとめて示す。

1) 基礎 ・ ・ ・ ・ 地盤改良、基礎の補強

- ・建設当時は地盤に関する情報は少なく、掘削技術も未発達であることから、一般的に基礎底は浅く支持力の確保が困難である。そのため、耐震補強の際には、地盤改良や基礎幅を広げるなどの補強が必要となる場合がある。
- ・耐震性能向上のために付加した軸力増分によって、基礎を増設する必要も考えられる。特に RC 造で補強する場合には注意が必要である。

2) 壁 ・ ・ ・ ・ 耐震性能向上

- ・古くは、RC や鉄骨を付加する補強が多く採用されていた。最近ではどちらかということが見えない、目立たない補強を採用することが多い。
- ・耐震性能向上のための補強として、複数の工法を採用している。この場合、同一変形上で性能が確保できているかどうか重要である。

3) 床 ・ ・ ・ ・ 水平剛性の確保、面外崩壊の回避

- ・RC スラブを構築することで、面外崩壊の回避と共に水平力の伝達も可能となる。
- ・既存の床が RC の場合でも壁との一体化が図られているかの判断が必要であり、詳細な調査を行う必要がある。
- ・「富岡製糸場西蔵置所」の床補強には、構造用合板を使用している。構造用合板は、仕様によっては水平剛性が確保することが可能であり、また軽いため重量増加の影響が少ないといった利点がある。今後は剛性の高い CLT や LVL といった厚板の使用も考えられる。

4) 屋根 ・ ・ ・ ・ 水平剛性の確保、面外崩壊の回避

- ・重量増に配慮し、RC スラブではなく水平ブレースを設置していることが多い。
- ・壁頂部に臥梁（RC 造または鉄骨）と水平構面にブレースを設置している。臥梁を配置することで面外崩壊を回避することが可能となる。

5) その他 ・ ・ ・ 地震力の軽減、突出物の振動制御

- ・免震レトロフィットを採用した事例は、大規模で内部空間が大きな建物でみられた。免震化によって上部構造の地震力は軽減できるが、耐力不足の場合には耐震性能向上のための補強も行っている。
- ・煙突の補強としては内部に鋼管を挿入する、鉄骨ブレースを配置するなどの対策をとっているようである。
- ・煙突などの突出物は RC 造で作り替えられている事例もあるが、文化財的価値に対して協議が必要と考えられる。

実例調査においては建物ごとに複数の工法を採用していることが明らかとなり、その理由として、耐震診断時の調査などで明確化された構造的脆弱部が対象建物により異なるため、より良い補強方法を必要な箇所に配置すべき選択を行っているからと考えられる。

ここでいう「より良い補強方法」には、コスト，施工性，耐久性，維持管理なども含まれる。

4.7 第4章のまとめ

第4章では、既存煉瓦造建築物の耐震補強方法の考察を行い、以下の知見を得た。

1) 耐震補強の課題を明らかにした

- ・煉瓦造建築物特有の構造的弱点を回避すべく、補強方法の選択が重要である。
- ・補強目的を明確にすることで、耐震補強の課題が把握できる。従って、適切な補強方法の選定と必要補強量も明確になる。

2) 補強設計方法の変遷と特徴を把握した

- ・耐震補強方法の変遷では、既存建物に RC や鉄骨を付加する方法から、近年では見えな
いまたは目立たない補強を選択されることが多い傾向であった。
- ・煉瓦造建築物における補強設計について、過去に行われた保存修理工事報告書を整理し
た。同一建物に複数の補強方法を採用しており、耐力と変形を考慮して補強方法を選択
していることを確認した。
- ・補強は、「より良い補強方法」を選択して行うことが重要であり、「より良い補強方法」
にはコスト、施工性、耐久性、維持管理なども含まれる。

3) 補強設計のフローを作成した

- ・煉瓦造建築物特有の構造的弱点を補強するための設計フローを作成した。
- ・補強方法は建物ごとに異なるが、建物全体の破壊の回避と局部的な破壊を回避する補強
が必要だといえる。
- ・水平剛性の不足や面外応力に対する煉瓦壁の崩壊は局部的な破壊ではあるが、建物全体
の破壊に繋がる可能性があるため、それらの破壊を回避するための補強が重要である。

第4章で、煉瓦造建築物の耐震補強方法について考察し、以降の章では2つの補強方法について検証する。

1つはプレストレス補強であり、指定文化財、登録有形文化財の建物に採用されている。耐力向上については既往の研究で明らかにされており、本論文では、PC 鋼棒の緊張力減退について明らかにする。

もう1つは、RC 増打ち工法である。関東大震災にて被災した建物の補強などにも使われ、古くから採用されていた工法である。今までは RC 造に構造種別を変更し、煉瓦壁は仕上材と扱われていた。RC と一体化した煉瓦壁の耐力を評価することで、補強範囲を軽減することが可能となると考え、その評価方法を検証する。

表 4.2 にプレストレス補強と RC 増打ち工法の比較を示す。どちらの補強方法もその補強効果を解析で示すことが可能である。

表 4.2 補強方法の比較

項 目	プレストレス補強	RC 増打ち工法
耐力（面内）	目地せん断耐力の向上	煉瓦と RC の一体化による耐力向上
耐力（面外）	PC 鋼棒の耐力	鉄筋の耐力
靱 性	煉瓦と目地の一体化による靱性向上	RC との一体化による靱性向上
水平剛性	床またはブレースの配置	RC 床と RC 増打ち部の一体化

第4章参考文献

1	これからの建築文化の遺産をどう残していくか	半澤重信、他4名, 建築技術施工, (株)彰国社, pp32~47, 1989年12月
2	歴史的レンガ組積造プレストレス補強法の開発—清泉女子大学本館耐震改修—	ウレハムハッサン、他3名, プレストレスコンクリート Vol54 No.4, pp33-40, July2012
3	重要文化財(建造物)耐震診断指針・耐震補強の手引き(改訂版)	文化庁, 平成29年3月
4	建築・土木分野における歴史的建造物の診断・修復研究委員会報告書	(公社)日本コンクリート工学会, p262~267, 2007年6月
5	建築・土木分野における歴史的建造物の診断・修復研究委員会報告書	(公社)日本コンクリート工学会, p226~229, 2007年6月

第5章 プレストレス補強による補強効果の考察と評価

5.1 はじめに

5.2 煉瓦造における PC 鋼材のリラクセーション

5.3 明治・大正期の目地圧縮強度の再現

5.4 要素試験体による面内せん断試験

5.4.1 実験の目的

5.4.2 実験概要

5.4.3 実験結果および考察

5.4.4 実験のまとめ

5.5 実大長期載荷試験

5.5.1 実験の目的

5.5.2 実験概要

5.5.3 実験結果および考察

5.5.4 実験のまとめ

5.6 プレストレス補強による構造検討

5.7 第5章のまとめ

第5章の参考文献

第5章 プレストレス補強による補強効果の考察と評価

5.1 はじめに

第4章において、既存煉瓦造建築物に対する耐震補強方法の考察を行った。意匠的価値を維持したまま補強する方法の1つとして、煉瓦壁にプレストレスを導入して補強する方法（図5.1）がある。

プレストレス補強については、既往の研究において耐震補強効果があることは確認されている。煉瓦壁内部にPC鋼棒を挿入することで、耐震補強後に建物の内観または外観を損なうことがなく、室内空間も減少させない補強方法である。そのため、文化的価値が損なわれない補強として、近年、歴史的煉瓦造建築物の耐震補強に採用されている補強方法である。

しかしながら、PC鋼材に導入した緊張力は、クリープやリラクセーションの影響により時間と共に減退することが知られており、一般的なPC造では、その緊張力の減退量はすでに定式化されている¹⁾が、煉瓦造に対する減退量については不明瞭である。また、多孔質の躯体のため、地震発生時に緊張力の低下の懸念がある。

本章では、以下の実験を行うことで、プレストレスによる耐震補強効果を確認する。

1) 要素試験体による面内せん断試験

低強度の目地を再現した梁型試験体にて、プレストレス導入による目地せん断応力の向上を確認する。このとき、目地充填率をパラメータとし、目地の影響を把握する。

2) 実大煉瓦壁試験体を用いた長期载荷試験

多孔質の煉瓦壁に対する緊張力の減退量の把握を目的として、一年間の緊張力経過計測を行う。このとき、試験体のパラメータは、煉瓦の積み方、壁厚の違い、圧縮応力度の違いによるものであり、緊張力への影響を明らかにする。

また、補強後には緊張力を維持し続けることが重要であるため、緊張力が低下した際、再緊張によって緊張力の維持が可能であることを確認する。

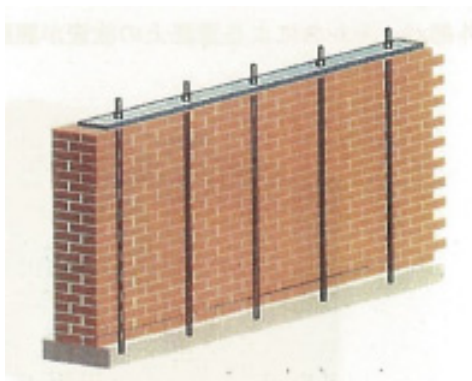


図5.1 プレストレス補強のイメージ図

5.2 煉瓦造における PC 鋼材のリラクセーション

既存煉瓦造建築物に対するプレストレス補強は、煉瓦壁の上部から縦孔を削孔し、PC 鋼材を挿入して煉瓦壁にプレストレスを与えることで、目地のせん断強度を増大させると共に、面内および面外方向の水平耐力と靱性を高める補強である。これにより、地震時に煉瓦壁が面内・面外方向で安定し、曲げひび割れが発生した場合も、地震後には密着し、形状を保持することができる補強である。

コンクリート中での PC 鋼材の荷重変化は図 5.2 のように示されている²⁾が、既存煉瓦躯体は竣工後 100 年余り経過しており、乾燥収縮やクリープによる損失量はかなり微少であることが考えられ、PC 鋼材の純リラクセーションのみと考えられる。しかしながら、煉瓦造は RC 造とは異なり、空隙が多い躯体のため、PC 鋼棒が緩みやすいという懸念がある。長期載荷試験を行うことで、煉瓦造建築物における荷重変化を明らかにすることとした。

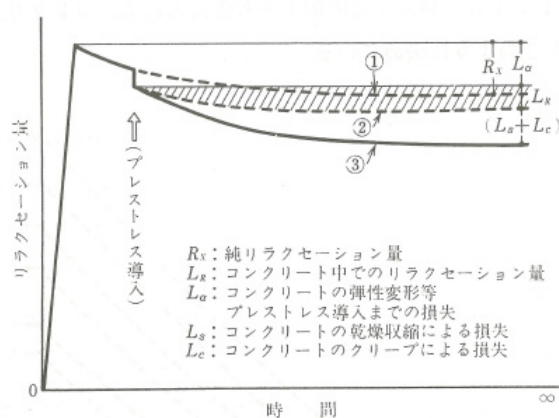


図 5.2 コンクリート中の PC のリラクセーション

5.3 明治・大正期の目地圧縮強度の再現

第2章で明らかにしたように、補強対象となる既存煉瓦造建築物には、低強度の目地が使用されており、そのうえ、経年劣化が考えられる。

本実験では、明治から大正期に使用されていたものと同程度の低強度の目地材を再現して組積した試験体を製作する必要があると考え、目地圧縮強度の目標値は 4N/mm^2 程度と設定し、試し練りによりその調合を決定した。

表 5.1 に既往文献 3) に示されたモルタルの調合表を示す。明治・大正期の煉瓦造建築物に使用されていた目地材に対する強度実験を行っており、試験体の半数で、粉体の増量材として石灰粉 (L) を使用している。また、この実験では比較のため「建築工事標準仕様書・同解説 JASS7」⁴⁾ に規定されている目地モルタルの調合 (試験体名 H) に対しても強度実験を行っているが、材齢 14 日で 30N/mm^2 を超える強度を示していた。

表 5.1 モルタルの調合表

試験体名	質量比	調合量 (g)			フロー値	水量 (g)	W/C (%)	備考
	C:L:S	C	L	S				
A	1:2:5	900	1800	4500	177	425	213	平壁用
B	1:1:3	1350	1350	4050	176	260	115	迫持用
C	1:0:3	1800	0	5400	179	148	74	石材用
D	2:0:1	4500	0	2250	184	62	31	化粧用
E	1:3:4	900	2700	3600	183	692	346	-
F	1:0:1	3600	0	3600	181	77	39	-
G	0:1:3	0	2250	6750	181	254	127	下積用
H	1:0:1.13	1500	0	1695	185	585	39	JASS7

「コンクリートの調合設計指針・同解説」⁵⁾ を参考とし、低強度目地材の再現を試みる。

低強度の目地材の調合検討に使用する材料は以下とし、表 5.2 に目地材の調合、表 5.3 に目地モルタルの材料試験結果を示す。

細骨材 (S)：君津産混合砂 および 左官砂

セメント (C)：普通ポルトランドセメント

石灰粉 (L)：炭酸カルシウム (秩父太平洋)

水 (W)：横浜市上水道

保水剤 :メトローズ (信越化学工業)

大型試験体用には、施工性を改善するために混入する

表 5.2 試験体の調合

質量	配合 (1 バッチ 110kg (50 L) あたり)				
C : L : S	水セメント比	セメント	石灰	砂	水
	W/C (%)	C (kg)	L (kg)	S (kg)	W (kg)
1 : 2 : 11.3	200	6.748	13.497	76.288	13.497

表 5.3 目地モルタルの材料試験結果

材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^4$ N/mm ²)	ポアソン比	割裂強度 (N/mm ²)
29	3.45	-----	-----	-----
34	3.84	0.70	0.19	0.50
37	3.56	-----	-----	-----

5.4 要素試験体による面内せん断試験

5.4.1 実験の目的

既存煉瓦造建築物では、目地は重要な耐震要素であるものの、100 年余りに建設された煉瓦造の目地は強度が低く、また、煉瓦積みは煉瓦職人の手積み作業で行うため、目地充填性にはばらつきがある。

そこで、建設時の強度の低い目地材を再現し、また、目地の充填率をパラメータとした要素試験体による面内せん断試験を実施し、これにより、プレストレス導入によるせん断応力の向上について確認することとした。

5.4.2 実験概要

試験体材料を以下に示す。

煉 瓦：普通れんが（JIS R 1250 4 種）

目地材：5.3 節で調合した目地材

P C 鋼棒： $\phi 9.2$ (SBPR1080/1230)

目地材の幅は 10mm とし、煉瓦 210mm×100mm×60mm を 7 個積み上げた梁型試験体（形状寸法は 210mm×100mm×480mm）27 体を製作した。

試験パラメータは導入プレストレス応力 3 水準（ $\sigma=0.0, 0.2, 0.6\text{N/mm}^2$ ）、目地モルタル充填率 3 水準（100%, 80%, 60%）とし、同一の試験体を各 3 体とする。

図 5.3 に目地モルタルの配置、表 5.4 に試験体一覧を示す。

図 5.4 に、加力・測定方法を示す。

プレストレスの導入には 2 本の細径 PC 鋼棒 $\phi 9.2$ を用い、手締めにより所定のプレストレスを導入した。このとき、基準となるプレストレスを 0 とした試験体についても PC 鋼棒を配置した。

緊張力の管理は、PC 鋼棒に貼付したひずみゲージと PC 鋼棒端部の支圧板間に配置した 200kN ロードセルにより行っている。加力は、両端各 2 個の煉瓦の下面を支持面に、中央 3 個の煉瓦上面を載荷面とし、センターホールジャッキを用いて徐々にせん断力を与える。試験体の支持面、載荷面および側面のプレートと接する面は石膏により平滑面とした。

測定は、載荷荷重、試験体下面中央での鉛直変位、ロードセル荷重および PC 鋼棒ひずみについて行った。

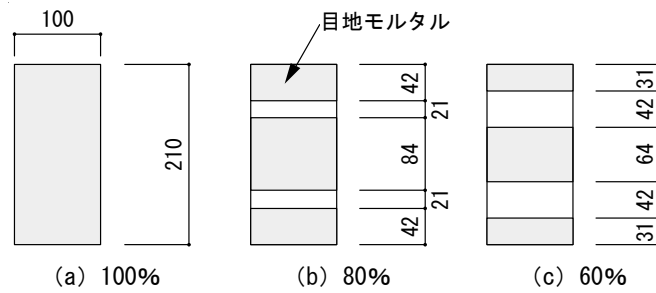


図 5.3 目地モルタルの配置（煉瓦平面）

表 5.4 試験体一覧

	導入プレストレス 応力 σ (N/mm ²)	目地 充填率 (%)	PC鋼棒 緊張力 (kN/本)	試験体の 幅×高さ×長さ (mm)	試験体数 (体)
P0_R100	0	100	0.00	100×210×480	3
P0_R80		80			3
P0_R60		60			3
P2_R100	0.2	100	2.10		3
P2_R80		80			3
P2_R60		60			3
P6_R100	0.6	100	6.30		3
P6_R80		80			3
P6_R60		60			3

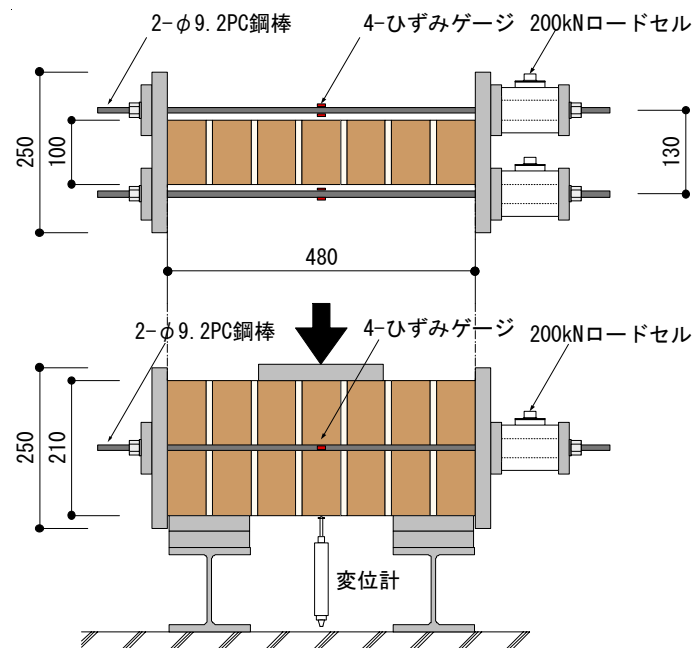


図 5.4 加力・測定方法

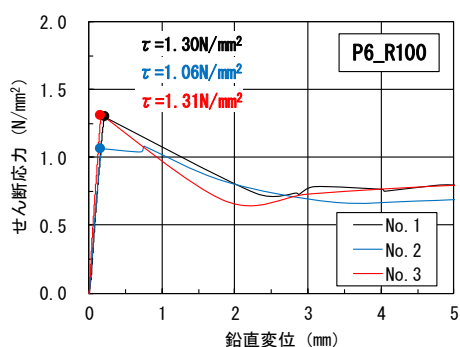
5.4.3 実験結果および考察

表 5.5 に試験結果一覧を示す。

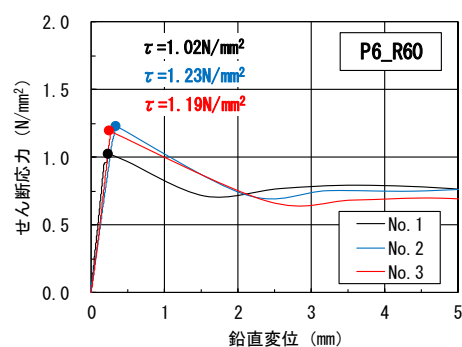
結果の一例として、導入プレストレス応力 $\sigma = 0.6\text{N/mm}^2$ で充填率 100%と 60%のせん断応力－鉛直変位関係を図 5.5 に示す。

表 5.5 試験結果一覧

試験体		導入PS応力 σ (N/mm^2)	すべり荷重 P (kN)	せん断応力 τ^{*1} (N/mm^2)	τ 平均値 (N/mm^2)
P0_R100	No. 1	0	5.64	0.13	0.14
	No. 2		8.13	0.19	
	No. 3		4.26	0.10	
P0_R80	No. 1		17.4	0.42	0.15
	No. 2		0.85	0.02	
	No. 3		0.85	0.02	
P0_R60	No. 1		4.26	0.10	0.10
	No. 2		5.05	0.12	
	No. 3		3.41	0.08	
P2_R100	No. 1	0.2	26.2	0.62	0.55
	No. 2		21.8	0.52	
	No. 3		20.7	0.49	
P2_R80	No. 1		37.1	0.88	0.67
	No. 2		28.0	0.67	
	No. 3		19.0	0.45	
P2_R60	No. 1		17.1	0.41	0.58
	No. 2		25.6	0.61	
	No. 3		30.5	0.73	
P6_R100	No. 1	0.6	54.5	1.30	1.22
	No. 2		44.7	1.06	
	No. 3		55.0	1.31	
P6_R80	No. 1		51.4	1.22	1.09
	No. 2		44.5	1.06	
	No. 3		41.6	0.99	
P6_R60	No. 1		42.9	1.02	1.15
	No. 2		51.5	1.23	
	No. 3		50.0	1.19	



(a) $\sigma = 0.6\text{N/mm}^2$ 目地充填率 100%



(b) $\sigma = 0.6\text{N/mm}^2$ 目地充填率 60%

図 5.5 せん断－鉛直変位関係

図 5.5 中の丸印はすべり発生時を示し、その時点のせん断応力も図示している。各試験体ともすべりが発生するまでは弾性的な挙動を示し、すべり発生後は応力が低下するとともに変位が急増した。すべり発生後も載荷を続けると、試験体の開き変位を PC 鋼棒が拘束することで、見かけのプレストレスが上昇したため、応力はやや上昇する傾向を示した。ちなみに、試験中の PC 鋼棒による緊張力はすべり発生までは僅かながらに増加し、すべり発生直後には 2~3 割程度増加した。

せん断応力 τ の平均値は、

$$\sigma = 0.0 \text{ N/mm}^2 : \tau = 0.10 \sim 0.15 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = 0.2 \text{ N/mm}^2 : \tau = 0.55 \sim 0.67 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = 0.6 \text{ N/mm}^2 : \tau = 1.09 \sim 1.22 \text{ N/mm}^2$$

となり、 σ の上昇によりせん断応力が上昇した。

最終破壊状況を写真 5.1 に、煉瓦と目地モルタルとの界面の状況を写真 5.2 に示す。破壊性状はすべて煉瓦と目地モルタルの界面でのすべり破壊であり、すべり発生後の載荷により、目地モルタルの一部が割れる状況もみられた。

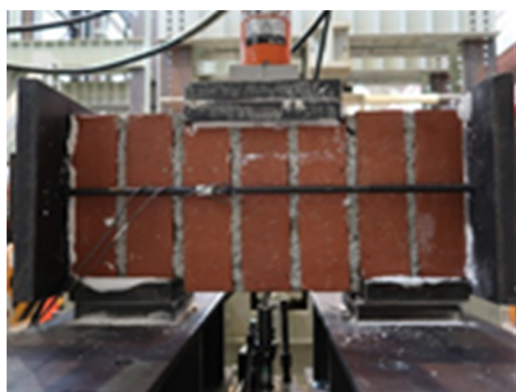


写真 5.1 最終破壊状況



写真 5.2 界面の状況

図 5.6 にせん断応力 τ - プレストレス応力 σ 関係を示す。同図中には文献⁶⁾に示される試験結果も併記し、本試験結果に対する回帰式を赤線で示す。プレストレスの増加に伴いせん断応力はほぼ直線的に増加し、本試験の結果を用いた直線回帰によって式(1)が得られた。

$$\tau = 1.66 \sigma + 0.19 \quad \cdots \cdots \text{式 (1)}$$

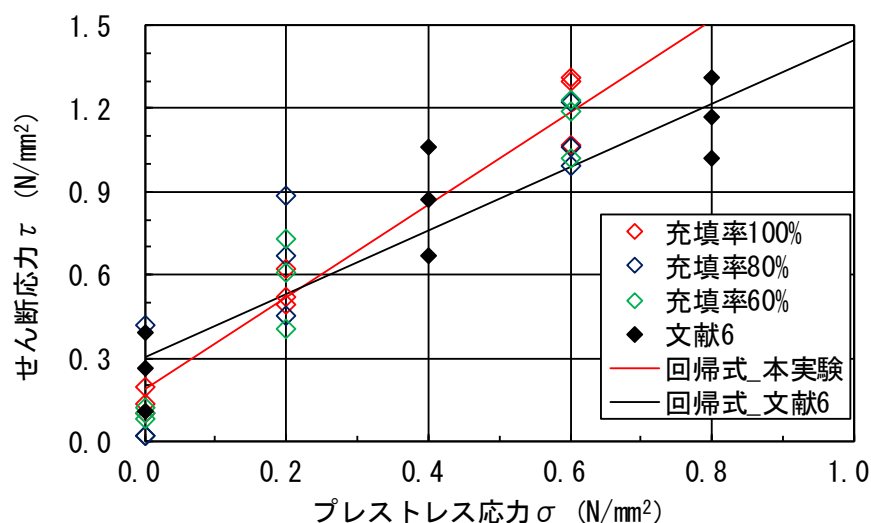


図 5.6 せん断応力 τ －プレストレス応力 σ 関係

このとき、充填率の違いがせん断応力に与える影響はみられなかった。その理由としては、本試験での破壊モードは界面でのすべり破壊であり、その耐力は煉瓦とモルタルの境界での摩擦力 ($F = \mu N$) にて決定しており、この摩擦力には面積の影響がないためと考えられる。

図 5.6 より、 σ が 0.6 N/mm^2 と増加すると同一試験体間でのばらつきが小さくなることが分かる。文献⁶⁾のモルタル強度は 43.3 N/mm^2 と本試験に比べかなり大きい、プレストレス応力とせん断応力の関係は、 σ が最も大きい $\sigma = 0.8 \text{ N/mm}^2$ の値が他と比べ小さくなる傾向が本試験結果とほぼ同様であるといえる。これは、最大耐力が煉瓦と目地モルタルの界面でのすべりで決定しているため、両者の $\tau - \sigma$ 関係はほぼ同様の傾向を示したものと考えられる。

5.4.4 実験のまとめ

- 1) 導入プレストレスの上昇に伴い、せん断応力は上昇することを確認した。この場合、本試験では目地強度および目地の充填率の違いによる影響はみられなかった。
- 2) 今回行った面内せん断試験では、目地の充填率にも注目している。1 段の目地面積は、
目地 100%の面積： $A = 21000 \text{ mm}^2$
目地 60%の面積： $A = 12600 \text{ mm}^2$

であり、この差が実験結果に現れると想定していたが、充填率の違いの影響はみられなかった。その理由を、以下のように考えた。

- ① 最大耐力は、目地と煉瓦の界面で破壊した時点であり、破壊性状は全て煉瓦と目地材の界面でのすべり破壊であった。

- ② 目地圧縮強度 4 N/mm^2 に対して、最大プレストレス応力 0.6 N/mm^2 （目地充填率 60%では 1.0 N/mm^2 ）と約 $1/6$ 以下であり、緊張力を与えた際に目地はつぶれていない。
 - ③ プレストレス応力（ σ ）が増加すると、ばらつき（変動係数）は小さくなることは既往の研究でも明らかとなっている。
 - ④ 目地の付着力には面積の影響はあるが、摩擦力（ $F = \mu N$ ）には面積の影響はない。
- 3) 破壊性状は、すべて煉瓦と目地材の界面でのすべり破壊であり、その耐力は煉瓦とモルタルの境界での摩擦力（ $F = \mu N$ ）にて決定しており、この摩擦力には面積の影響がないためと考えられる。
- 4) 本実験と文献 6 の回帰式が異なる理由として目地材料の違いが考えられるが、データ数が少ないことから、有意な差は判断できなかった。

5.5 実大長期載荷試験

5.5.1 実験の目的

PC 構造では定式化されているプレストレス力の減退量であるが、煉瓦壁では明らかになっていない。そこで、煉瓦造を対象とした実大長期載荷試験により、プレストレス力の減退量を確認することとした。試験体パラメータは、以下の理由により選定している。

1) 煉瓦壁の厚さ

PC 鋼棒挿入位置を外壁面から一定とし、壁厚を 430mm (2 枚積み) と 740mm (3.5 枚積み) で、その偏心の影響を確認する。

2) 煉瓦の積み方の違い

2.4.2 項で示したように明治中期に煉瓦の積み方が変化している⁷⁾。また、積み方の違い (フランス積み、イギリス積み) による構造研究も行われており⁸⁾、本実験でも積み方の違いによる検証を行う。

3) 圧縮応力度の違い

圧縮応力度の違いによる減退量を検証する。

4) 再緊張の有無

地震後にプレストレス力が低下した際に、再緊張は有効であるかを確認する。

5.5.2 実験概要

要素実験で使用した、煉瓦 (JIS 煉瓦) と目地材 (低強度) にて実大煉瓦壁の試験体を製作する。壁厚×幅 2m×高さ 2m の 4 体に、PC 鋼棒挿入用の縦孔 $\phi 77$ を壁上部より、定着具設置用の横孔 $\phi 450$ を壁脚部の中央にコア抜きにて設けた。

試験体は以下とし、表 5.6 に試験体一覧を示す。

煉 瓦：普通れんが (JIS R 1250 4 種)

目 地 材：5.3 節で調合した目地材

P C 鋼 棒：1 - $\phi 23$ (B 種 1 号) SBPR930/1080 アンボンド PC 鋼棒

グラウト材：マスターフロー

表 5.6 長期載荷試験体一覧

試験体	壁厚 (mm)	積み方	緊張力 (kN)	圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	再緊張
1	740	フランス積み	200	0.135	行う
2	430			0.233	行わない
3	430				行う
4	430	イギリス積み			行う

緊張材には PC 鋼棒 $\phi 23$ を用い、その緊張力是一律 200kN とする。緊張力の測定は、壁脚部の定着部に取付けたロードセルで行った。写真 5.3 に実大長期載荷試験状況を示す。



写真 5.3 実大長期載荷試験状況（試験体 4）

長期載荷試験に先立ち、実大試験体の材料試験を行うこととした。煉瓦体は、実大試験体 No.1~4 からコア抜き採取した供試体を用いて、圧縮及びせん断強度試験を行った。写真 5.4, 写真 5.5 に示すように、両試験とも中央に目地モルタルを含んだ煉瓦 2 段となるように整形した供試体とし、載荷には 500kN 万能試験機を用いた。

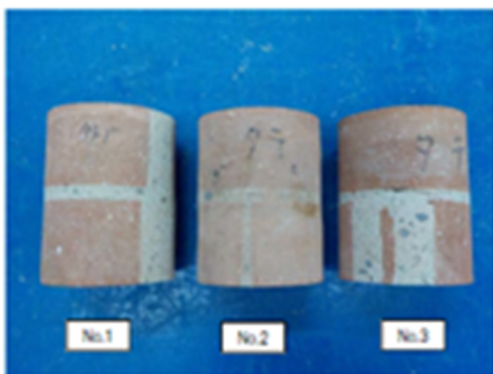


写真 5.4 圧縮強度試験体

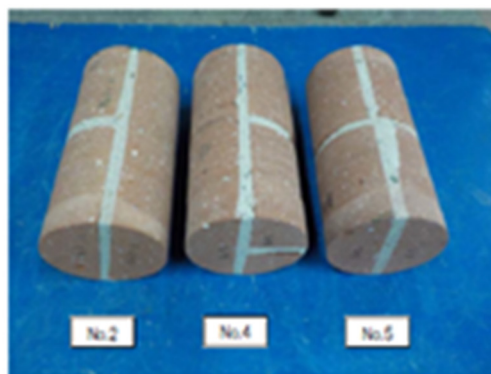


写真 5.5 せん断強度試験体

写真 5.6 に圧縮強度試験状況を示す。圧縮強度試験は、JIS R 1250 の普通れんが及び化粧れんがに準じて実施し、圧縮弾性係数は、試験機加圧板間の 4 方向で測定した変位量の平均値を用いて導いた。

写真 5.7 にせん断試験状況を示す。せん断強度試験は、供試体の上部に配置した固定冶具

を介して目地部に鉛直荷重約 4.6kN (0.23 N/mm^2 相当の圧縮応力度) を載荷した後、水平荷重を与えてすべり発生により耐力が確認されるまで載荷した。

3本の供試体による圧縮強度平均値は 32.0 N/mm^2 であり、目地材圧縮強度(約 3.0 N/mm^2) よりかなり大きく、また、せん断強度の平均値は 1.4 N/mm^2 であり、面内せん断試験の結果から得られた 0.57 N/mm^2 (圧縮応力度 0.23 N/mm^2 時の式(1)による計算値) の 2 倍以上であった。

この理由として、実大長期載荷試験体では自重が大きく、要素試験体と比較して目地材と煉瓦間での固着力が大きくなったことが考えられる。なお、せん断試験後に目地状況を確認すると、目地の充填率は概ね 100%であった。

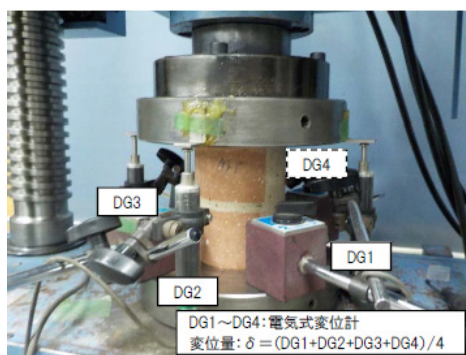


写真 5.6 圧縮試験状況

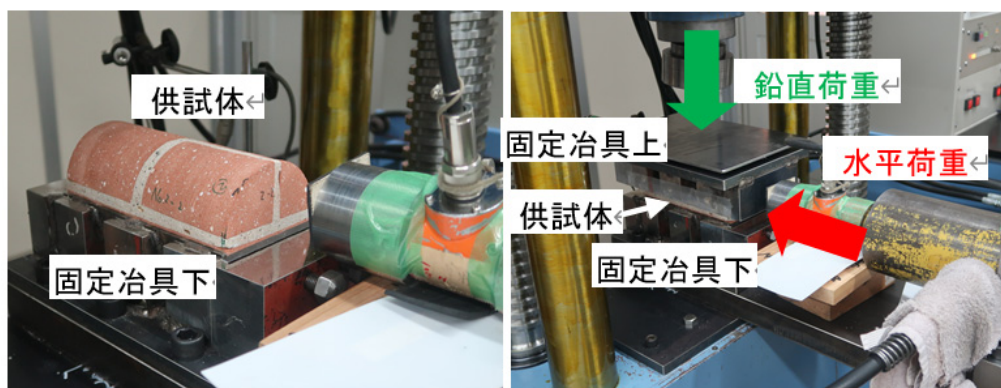


写真 5.7 せん断試験状況

表 5.7 に圧縮強度試験結果、表 5.8 にせん断強度試験結果を示す。

表 5.7 圧縮強度試験結果

	直径 (mm)	平均高さ (mm)	目地高さ (mm)	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮弾性係数 (kN/mm ²)
1	99.9	128.1	10.4	264	33.7	11.30
2	99.9	126.2	8.9	270	34.4	9.98
3	99.9	126.8	9.7	218	27.8	9.71
平均	—	—	—	—	32.0	10.33

表 5.8 せん断強度試験結果

	コア供試体		目地部		最大荷重 (kN)	せん断強度 (N/mm ²)
	平均直径 (mm)	平均高さ (mm)	平均直径 (mm)	平均高さ (mm)		
1	99.5	200.4	99.5	200.4	36.4	1.83
2	99.5	200.9	99.5	200.9	18.4	0.93
3	99.6	200.4	99.6	200.4	28.4	1.44
平均	—	—	—	—	—	1.40

5.5.3 実験結果および考察

図 5.7 に No.1~4 試験体の緊張後 10 日間での緊張力の推移を示す。目地材を含む煉瓦壁のクリープと PC 鋼棒のリラクセーションにより、緊張直後から 10 日の間に緊張力が徐々に低下しているが、この低下量に関して本実験の要素による違いはみられず、本試験の条件下では一般的な PC 造の場合と比較しても、特に大きく低下してはいない。

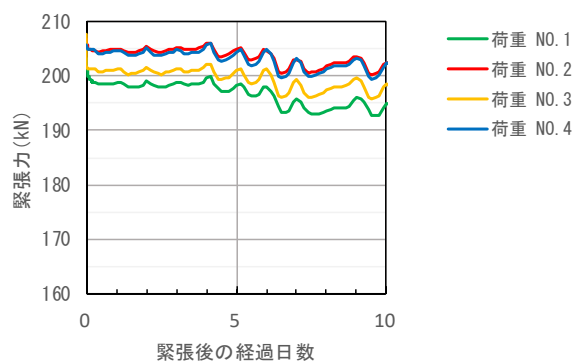


図 5.7 緊張後 10 日間の緊張力の推移

図 5.8～図 5.11 に試験体の経過計測（約 365 日）における緊張力の推移を示す。図 5.7 に示すように、緊張直後から 10 日後までの緊張力の減少は大きい、その後は緩やかな低下である。経過日数 100 日前後でのデータは、台風の影響で計測不能となったため欠落しているが、365 日経過した後の 4 試験体の緊張力の低下は 5~10% 程度である。

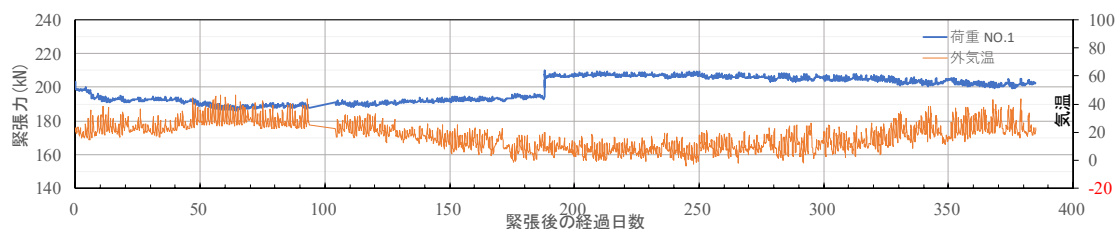


図 5.8 No.1 試験体（緊張力と温度の関係）

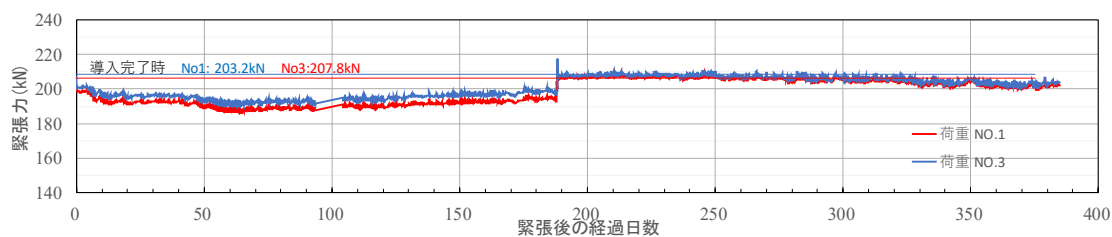


図 5.9 No.1 と No.3 試験体（壁厚の違い）

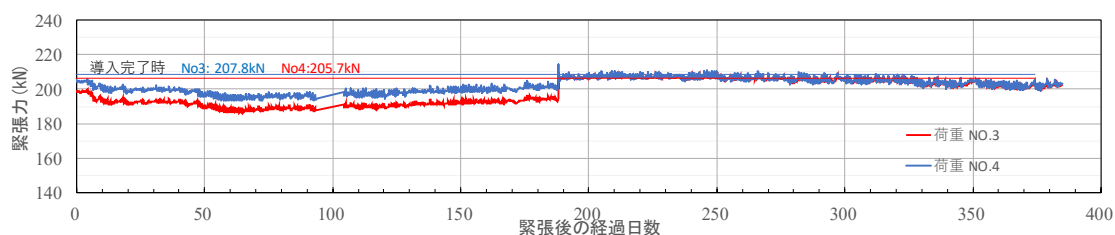


図 5.10 No.3 と No.4 試験体（積み方の違い）

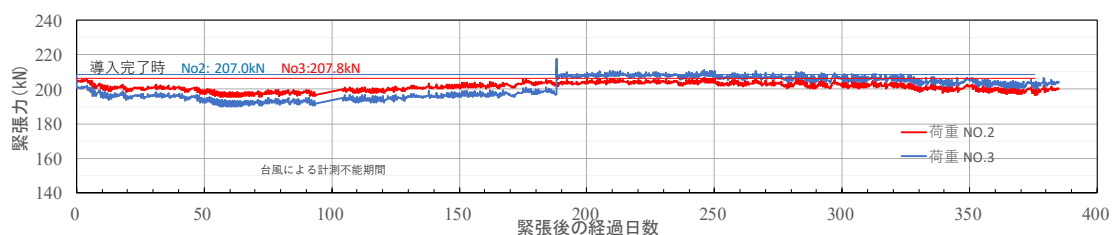


図 5.11 No.2 と No.3 試験体（再緊張の有無）

なお、No.2 を除く試験体は導入完了から約半年経過した後に定着部に設置した小型ジャッキを用いて再緊張を行っている。再緊張後は、初期の緊張時のような緊張力の大きな低下はみられず、再緊張しないものと同様な緩やかな低下傾向を示した。

1) PC 鋼棒の温度変化に対する検討

PC 鋼棒は温度による伸縮が顕著に現れる材料であり、気温が上昇すると PC 鋼棒は伸びて緊張力は低下する。また、気温が下降すると PC 鋼棒が縮むことで緊張力は上昇する。ここでは、PC 鋼棒と煉瓦の熱膨張について確認する。

$$\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T$$

α : 熱膨張率

PC 鋼棒 : 12.0×10^{-6}

煉 瓦 : 5.6×10^{-6}

L : 長さ (実大試験体での長さ : 1750mm)

ΔT : 温度差 (一年間の外気温 : 最低気温 : -4.4°C 最高気温 : 46.4°C)

PC 鋼棒の伸縮量 : 1.06mm

PC 鋼棒は煉瓦壁の中央に配置されており、これより小さくなる

煉瓦の伸縮量 : 0.50mm

以上の結果から、熱膨張による伸縮は 1 年間の温度差で 1mm 程度であり、一日の気温差ではかなり微少である。このため、温度変化が緊張力に与える影響は小さいと判断した。

なお、与えたプレストレスによる伸縮量は以下である。

$$\varepsilon = F / E A$$

F : 緊張力 (200kN)

E : ヤング係数 ($2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$)

A : 断面積 ($\phi 23$ 415.5mm²)

$$\varepsilon = 2400 \mu\text{m}$$

2) 再緊張後の低減量に対する検討

初期の緊張では、なじみ分を考慮して一度過緊張してから定着版を取付けた。その結果、本実験では、図 5.7 に示すように緊張直後から 10 日間程度のなじみ期間があったと考えられる。半年後に再緊張を行っているが、No 2, No 3 試験体共に緊張力は並行に減少し、再緊張の有無による減退量には差がみられなかった。この理由としては、以下が考えられる。

- ① 再緊張は、緊張力を緩めずに行った
- ② PC 鋼棒の設計では、緊張力に余裕をみている

③ 表 5.9 に示すように再緊張時の増加率は約 6%程度である

表 5.9 再緊張前後の緊張力

	再緊張前 (kN)	再緊張後 (kN)	増加率
No1 試験体	198. 38	204. 22	1. 03
No2 試験体	203. 67	-----	-----
No3 試験体	199. 14	212. 06	1. 06
No4 試験体	202. 32	214. 41	1. 06

3) プレストレス補強による PC 鋼棒と煉瓦壁の負担

- ・ 緊張力 $P=207\text{kN}$ (No3 試験体の初期緊張力)
- ・ プレストレス挿入ピッチは、2.0 m
- ・ 階高 4.5 m
- ・ 試験体：430×2000×2000 (H)・・・自重 $W=32.68\text{ kN}$ ($\gamma = 19$)

3) -1 煉瓦壁の負担

①煉瓦壁の長期軸力

$${}_L N = 19 \times 0.43 \times 2.0 \times 4.5 = 73.53\text{ kN}$$

②PC 鋼棒の緊張力 207 kN (No3 試験体 初期緊張力)

煉瓦壁長期軸力の不足分として、

$${}_L N' = 73.53 - 32.68 = 40.85\text{ kN}$$

実緊張力 (実験における緊張力のうち、軸力不足分を減した)

$$P' = 207 - 40.85 = 166.15\text{ kN}$$

として、

$$\sigma = 166.15 \times 10^3 / 430 \times 2000 = 0.193\text{ N/mm}^2$$

③せん断力向上

回帰式 ($\tau = 1.66 \sigma + 0.17$) に $\sigma = 0.193\text{ N/mm}^2$ を代入して

$$\tau' = 0.49\text{ N/mm}^2$$

⑤ 組積体にかかる圧縮応力

$$P / (B \times D) = 0.24\text{ N/mm}^2 \cdots (\sigma) \text{ 目地充填率 } 100\% \text{ の場合}$$

$$P / ((B \times D) \times 0.6) = 0.40\text{ N/mm}^2 \cdots (\sigma') \text{ 目地充填率 } 60\% \text{ の場合}$$

煉瓦、目地モルタル、組積体（煉瓦+目地）について、圧縮強度に対するプレストレス応力の比率を下表に示す。

既存煉瓦造建築物の目地充填率にはばらつきがみられることが知られているため、ここでは目地の充填率を 60%と仮定して検討する。

弾性ひずみは、 $\varepsilon_e = \sigma' / E$ より求めた。

表 5.10 煉瓦壁が負担する応力

	圧縮強度 N/mm ²	σ' / F_c	ヤング係数 N/mm ²	弾性ひずみ ε_e
煉瓦	42.00	0.010	16600	0.0000241
目地	3.45	0.116	7000	0.0000571
組積体	32.00	0.013	10300	0.0000388

表 5.10 に示すように、プレストレス応力が煉瓦壁に与える影響は、最大でも $\sigma' / F_c = 0.11$ 程度（目地）でありクリープによる影響は小さいものとする。

3) -2 PC 鋼棒の負担

・ PC 鋼棒 930/1080 (B 種)

1 - $\phi 23$ (at=415.5mm²) $P_y=387$ kN

① PC 鋼棒が負担する応力

限界緊張力 $0.8P_y = 0.8 \times 387 = 310$ kN に対し、

緊張力は $0.535P_y = 207$ kN

であり、限界緊張力に対する比は、 $207 / 310 = 0.668$ (67%)

② 半年後の減退量

199 kN (有効率 $\eta = 0.96$)

③ 再緊張後の緊張力

212 kN ($212 / 199 = 1.06$)・・・6%の緊張力向上

⑥ 面外曲げに対して

面外曲げの応力は全て PC 鋼棒で負担すると仮定する

$\omega = 19 \times 0.43 \times 2.0 = 16.34$ kN/m (1.0G として検討)

$M_o = \omega l^2 / 8 = 41.36$ kN・m

t = 430 mm、j = 215 mm (PC 鋼棒は壁の中心)

$M_a = at \cdot ft \cdot j = 415.5 \times 930 \times 215 / 10^6 = 83.08$ kN・m > M_o (余裕率 2.0)

表 5.11 に、面内・面外応力に対する煉瓦と PC 鋼棒の負担を示す。

表 5.11 煉瓦と PC 鋼棒の負担

	面内応力		面外応力	
	煉瓦	PC 鋼棒	煉瓦	PC 鋼棒
応力負担	軸力 元々の煉瓦の τ + 緊張力による τ'	面内せん断力向上 緊張力による τ'	----- -----	面外曲げ $Ma=at \cdot ft \cdot j$

5.5.4 実験のまとめ

本実験の結果から、以下の知見が得られた。

- 1) 緊張直後から 10 日間で緊張力の急激な低下がみられたが、その後、半年間の経過計測では緊張力の低下は 5~10%とごく僅かであった。初期緊張は、なじみ分を考慮して一度過緊張してから定着版を取付けた。今回の試験では、緊張直後から約 10 日間のなじみ期間があったと考えられる。これは、一般的な PC 造と比較しても特に大きく低下してはいないといえる。
- 2) 図 5.8 に、緊張力と温度の関係を示す。経過計測開始は 6 月初旬であった。外気温が上昇すると共に緊張力は低下し、外気温が低下すると緊張力は増加した。PC 鋼棒は温度変化する材料であり、温度が上昇するとリラクセーションが大きくなる特質があり、その様子が確認できた。一年間の温度差による PC 鋼棒の伸縮量を検討したが、約 1mm と小さく、温度変化が緊張力に与える影響はほとんどないものと考えられる。
- 3) 図 5.9 では壁厚の違い、図 5.10 では積み方の違いによる緊張力を比較する。どちらも緊張力の差がみられない。理由として、本実験で与えた緊張力は、約 200kN (圧縮応力度では、0.135N/mm²、0.233N/mm²) と目地の圧縮強度以下であり、煉瓦壁に与える影響はほとんどないものと考えられる。
- 4) 図 5.11 では再緊張の有無による緊張力の差を比較する。No 3 試験体は、経過計測開始から半年後に再緊張を行っている。再緊張後の低下は緩やかな減少を示し、初期の緊張時のような大幅な低下はみられず、No 2, No 3 試験体共に平行線で緊張力は減少し、再緊張の有無による減退量には差がなかった。この理由としては、
 - ① 再緊張は、緊張力を緩めずに行った
 - ② 緊張力は余裕ある設計をおこなった (面外応力に効かせるため、50%程度の緊張)
 - ③ 再緊張時の増加分は約 6%と小さい
 以上より、再緊張による耐力確保は可能であることが確認できた。
- 5) 壁厚、煉瓦の積み方、圧縮応力度の違いが緊張力の推移に与える影響はみられなかった。

5.6 プレストレス補強による構造検討

1) 面内耐力の補強検討

耐震診断で面内方向のせん断耐力不足が判明した場合において、煉瓦壁に対するプレストレス補強によりせん断耐力を向上させるための設計手法をまとめる。

煉瓦造に対するプレストレス導入の減退量は定義されていない。PC 構造のプレストレス有効率 (η) を参考とすると、ポストテンションの場合には $\eta = 0.85$ と定式化されている。長期載荷実験から得られた煉瓦造に対するプレストレスの減退量は概ね 5~10%であり、PC 構造と同様の値を使用することは問題ないといえる。

面内せん断試験で得た式 (1) より必要プレストレス力を求めるが、導入するプレストレス力は煉瓦要素圧縮試験結果の値以下までとする。

$$\tau = 1.66 \sigma + 0.19 \quad \dots \dots \dots \text{式 (1)}$$

σ : プレストレス力 (N/mm^2)

τ : 必要せん断応力 (N/mm^2)

煉瓦壁に挿入した PC 鋼棒を、面内方向応力のみならず面外耐力の補強にも使用する計画では、面外耐力分を加味して損失量は 1/2 程度と安全側に設定する。

2) 面外耐力の補強検討

面外方向の応力に対しては、煉瓦内に挿入した PC 鋼棒を補強鉄筋として評価し、許容曲げモーメントは下式⁹⁾とする。

$$Ma = at \times ft \times d$$

at : PC 鋼棒の断面積 (mm^2)

ft : PC 鋼棒の引張強度 (N/mm^2)

d : 梁の有効せい (mm)

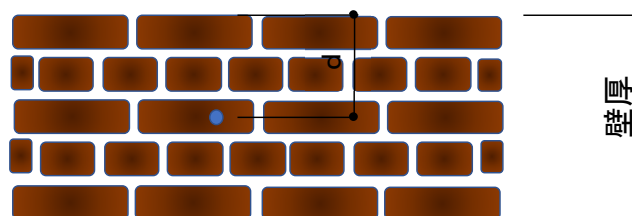


図 5.12 壁断面と PC 鋼棒位置

5.7 第5章のまとめ

第5章では、プレストレス補強の耐震補強効果について明らかにした。

既存煉瓦造建築物の低強度の目地材を再現し、また目地充填率をパラメータとした要素試験体による面内せん断試験を行い、プレストレス応力とせん断応力の関係性を把握した。

また、煉瓦壁に PC 鋼材を挿入して緊張力を導入した煉瓦壁の実大長期載荷試験を行い、以下の知見を得た。

1) 面内せん断試験

- ・導入プレストレスの上昇に伴い、せん断応力は上昇した。これにより、煉瓦壁にプレストレス力を与え目地に圧縮力をかけることで、せん断強度が上昇することが確認できた。
- ・今回の試験体においては、目地充填率の違いによる影響はみられなかった。また目地材の強度についても、既往の実験との差はみられなかった。その理由として、耐力が煉瓦と目地材の界面でのすべりで決定しているため、せん断応力 τ -プレストレス応力 σ 関係は、目地材の強度や充填率にはほとんど影響されないものと考えられる。

2) 長期載荷試験

- ・大型試験体は、低強度の目地材を使用し、充填率 100% で製作したものである。
- ・プレストレス導入直後には緊張力の低下がみられ、その後長期間に渡った経過計測では緊張力の低下は 5~10% とごく僅かであった。今回の実験では、一般的な PC 造と比較しても特に大きく低下してはいないといえる。
- ・壁厚、煉瓦の積み方、圧縮応力度の違いについて、本実験では緊張力の推移に与える影響はみられなかった。
- ・緊張開始から半年後に再緊張を行っている。再緊張した試験体では、最初の緊張直後のような大幅な緊張力の低下はなく、緩やかであった。また、再緊張の有無による緊張力低下の差はみられなかった。従って、本実験の結果では、地震後に緊張力が低下した場合に再緊張は有効であるといえる。
- ・一年間の温度差による PC 鋼棒の伸縮量を検討したが、約 1mm と小さく、温度変化による影響はほとんどないものと考えられる。

上記に示すように、本実験においては、多孔質の煉瓦壁に対して緊張力の極端な減退量はみられず、一般の PC 構造と大差がないことが確認できた。また、地震により緊張力が低下した場合には再緊張を行うことで、緊張力の維持が可能といえる。

従って、プレストレス補強は耐震性向上に有効な補強であると共に、プレストレス有効率 $\eta = 0.85$ (ポストテンションの値) を使用することが可能である。

なお、煉瓦造建築物は建物ごとに材料や施工が異なるため、メンテナンスも踏まえて緊張力の定期的な計測を推奨する。

第5章参考文献

1	プレストレストコンクリート設計施工基準・同解説	(一社) 日本建築学会, pp102~138, 1998 年
2	プレストレストコンクリート設計施工基準・同解説	(一社) 日本建築学会, p103, 1998 年
3	れんが造における目地モルタルの物性について	荒木優也、他 3 名, 日本建築学会関東支部研究報告集, 2016 年 3 月
4	建築工事標準仕様書・同解説 JASS 7 メーソンリー工事 2009 年改訂	(一社) 日本建築学会, 2009 年
5	コンクリートの調合設計指針・同解説 2015 年改訂	(一社) 日本建築学会, 2015 年 2 月
6	プレストレス導入により補強したレンガ壁の構造性能に関する実験的研究 その 1	山本正人、他 5 名, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), pp971~972, 2009 年 8 月
7	函館に於ける明治初期煉瓦造建築について	前野堯, 日本建築学会論文報告集, 第 66 号, pp621~624, 昭和 35 年 10 月
8	組積煉瓦積み方の違いによる力学的性質の検討 (その 1),	田口貴大、他 1 名, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), pp817~818, 2014 年 9 月
9	鉄筋コンクリート造構造計算基準・同解説 2018	(一社) 日本建築学会, 丸善出版株式会社, pp124~125, 2018 年 12 月

第 6 章 RC 増打ち工法による補強効果の考察と評価

6.1 はじめに

6.2 RC 増打ち工法の概説

6.2.1 RC 増打ち工法採用の変遷

6.2.2 RC 増打ち工法による補強の課題

6.3 既往の実験（対角圧縮載荷試験）

6.3.1 実験の概要

6.3.2 実験結果

6.3.3 補強効果の考察

6.3.4 解析によるシミュレーション

6.4 RC 増打ち工法により補強した煉瓦造建築物

6.4.1 RC 増打ち工法の採用の条件

6.4.2 RC 増打ち工法の採用箇所

6.5 第 6 章のまとめ

第 6 章の参考文献

第6章 RC増打ち工法による補強効果の考察と評価

6.1 はじめに

第4章において、既存煉瓦造建築物に対する耐震補強方法の考察を行った。

既存鉄筋コンクリート造（以降、「既存RC造」と称す）建築物の耐震補強では、耐力と靱性向上を補強の目的とした方法の1つとして、RC増打ちによる補強がある。低コストで施工が簡易であることから、RC造であれば有効な方法であるが、煉瓦造の場合、特に文化財等の建物においては文化財の修復5原則を厳守するにあたり、採用が難しい。

しかしながら、文化財の建物においても外観・内観に影響を及ぼさない、また、意匠計画上に問題がない箇所にRC増打ち工法を採用している事例はあるが、この場合、煉瓦壁は仕上材として補強のRC壁のみが耐震要素として扱われているのが実状である。実際には、RC増打ち工法にて補強した煉瓦壁は水平力を負担することは可能であり、既往の研究では耐力が向上することは実験により明らかとなっている。

本章では、既往の実験結果を基にRC増打ち工法により補強した煉瓦壁の構造耐力について検証を行うものとした。

1) RC増打ち工法の課題を抽出

RC増打ち工法の利点と欠点を把握し、課題である項目に対しては、その対処法を提案する。

2) RC増打ち工法の補強効果に対する評価法の提案

既往の実験では、RC増打ち工法の耐力向上は確認されている。第6章では、実験結果を用いて補強効果を明らかにし、評価法を提案する。

3) RC増打ち工法の採用条件の整理

RC増打ち工法による補強において、意匠計画に配慮しつつ構造性能を発揮させる条件を整理し、第2章で得られた知見を基に明確にする。

なお、既往の実験は、九州大学にて行われたもので、1925年に建設された煉瓦造建築物「九州大学本部第一庁舎および第三庁舎」を耐震補強することを目的とした煉瓦壁の耐力実験¹⁾である。無補強煉瓦壁とRC増打ち補強した壁の試験体を作成して耐力確認実験を行い、その補強効果が明らかとなっている。裏付けのためにこの実験結果を用いている。

6.2 RC 増打ち工法の概説

6.2.1 RC 増打ち工法採用の変遷

増打ち工法採用の歴史は古く、関東大震災の復興工事としても用いられており、「内閣文庫」でも行われていた。

昭和 47 年より、「重要文化財旧近衛師団司令部庁舎（東京国立近代美術館工芸館）」²⁾ は、保存・整備工事に着手した。この建物は関東大震災で壁体かなりの損傷を受けており、壁の頂部には RC 造の臥梁や 2 階床位置での補強がなされていたことが、建物調査時に確認されている。美術館への改修と共に耐震補強工事が行われ、その際に室内側の煉瓦壁には RC 壁の増打ち工事が採用された。煉瓦壁を型枠代わりとして、壁配筋後に型枠を返してコンクリートを打設することで、施工簡易な方法である³⁾。同様な工法は京都中央郵便局でも採用している³⁾。

一般的に、既存煉瓦造建築物は煉瓦や目地の強度が低く、耐震性も低いため、耐震補強が必要となる場合が多い。このとき、強度管理が容易な RC 造や鉄骨造で新たに構造躯体を構築して地震力を負担させることは構造設計上明快である。耐震壁や柱、梁等の構造躯体を新設し、主要構造を RC 造に改変し、外壁の煉瓦壁は仕上材としてそのまま保存するような計画になる。さらに、コンクリートは耐火性能も兼ね備えているため、RC 造で補強を行うと防災上の要求も守られることから採用事例が多い。

このように、これまでは煉瓦壁を仕上材として扱うことが多かったが、「立教大学図書館旧館」⁴⁾ では、既存煉瓦造の帳壁の耐力を考慮した耐震診断、補強設計を行うことで、耐震要素として付加する適切な補強量を求めている。既存煉瓦壁と新設する RC 壁とはあと施工アンカーで接続し、一体化した煉瓦壁で地震力を負担させるものである。

6.2.2 RC 増打ち工法による補強の課題

RC 増打ち工法について、課題とその解決策を考察する。

1) 構造種別の変更

過去の補強では、RC 増打ち工法を選択した場合、煉瓦壁は仕上材として扱うことで構造種別を煉瓦造から RC 造（または RC 壁式構造）に改変し、各階のせん断力を負担する壁厚を持つ RC 壁を構築していた。同時に、既存の木床などは撤去し、水平剛性を持った RC スラブに変更していた。通常、建物の設計用せん断力は下層にいくほど増大し、下階ほど壁厚は増加傾向となる。

ところが、煉瓦造建築物は下層部には地震の被害が少なく、どちらかという上層部、特に最上階の被害が大きい。これは、壁の頂部に剛床仮定が成立する RC 床やブレースが配置されておらず、地震時に独立壁が面外方向に振られるような性状を示すからである。従って、煉瓦壁の補強は上階ほど必要だといえる。

なお、現在において、文化財建造物でのこの補強工法の採用は少ない。可逆性に乏しく、修復の考え方『可能な限り当初の構造形式を残しつつ、構造補強を行うことが望ましい』にはそぐわないとされているからである。

「大阪市中央公会堂」の耐震改修工事では、基礎免震に加えて、RC 増打ち工法を部分的ではあるが採用している。この建物に RC 増打ち工法が採用された理由の 1 つとして、重要

文化財の指定が改修後であったことも考えられる。いずれにしても、文化財的価値をどこに設定するかを踏まえて、補強工法や範囲の選定が大切だといえる。

2) RC 躯体の耐久性

補強にコンクリートを使用することにおいては、耐久性の課題も考えられる。海外では古くから建設されている煉瓦造の建物は、補修しながら現在でも使用されており、永い年月に耐える建材であると考えられている。ここでの問題は、補強のため付加したコンクリートに対してである。日本では歴史が浅く、耐用年数は 50 年余ともいわれていることが問題視されている。

コンクリートの劣化現象には、中性化と白華現象⁵⁾の 2 点あり、中性化では鉄筋の腐食が問題で、白華現象はどちらかという外見上の問題であり、コンクリート自体の強度は低下しない。中性化や白華現象は、定期的なメンテナンスによって抑制することが可能であるため、耐久性は問題ないと判断できる。

3) 基礎の補強

RC 造で補強するには重量の増加が避けられない。深く掘削する技術がない時代に建設された建物の基礎根入れは浅く、布基礎であることが多い⁶⁾。そのため、既存の基礎に補強分の重量増加を負担させることは困難で、補強分の重量を支持するためには基礎を新設することになる。極力、補強範囲を絞り、増加する重量を軽減させる必要がある。

課題のある RC 増打ち工法ではあるが、利点もある。

まず、低コストで、施工が簡易であることがあげられる。また、構造的観点から言えば、脆弱な煉瓦壁を全面的に保護することが可能で、補強効果が明確といえる。

補強前の煉瓦造は、一定の耐力を保有していることは耐震診断時に明らかとなっている。そこで、RC 増打ちした煉瓦壁の耐力向上に対して、既往の実験結果を用いて検証を試みる。

6.3 既往の実験（対角圧縮载荷試験）

6.3.1 実験概要

煉瓦 5 段分をイギリス積み（幅 410×高さ 355×奥行 331）で組積した試験体の対角圧縮载荷試験で、組積した方向から 49° 縦に起こし、上下の角部に治具を設けて支持し、圧縮する方向で载荷する。対角圧縮载荷試験では、煉瓦壁の斜めクラックによる組積体のせん断強度を求めることができる。図 6.1 に試験体図、表 6.1 に試験体一覧を示す。

試験体材料

煉瓦：216×108×63（平均圧縮強度：22.6N/mm²、ヤング率：0.516×10⁴ N/mm²）

目地：平均圧縮強度：34.5 N/mm²、ヤング率：2.68×10⁴ N/mm²

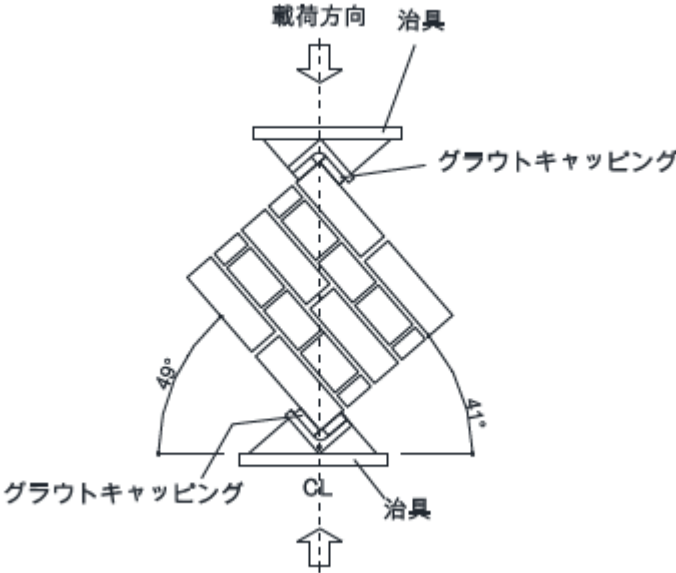


図 6.1 試験体図

表 6.1 試験体一覧

試験体名		高さH (mm)	幅W (mm)	奥行D (mm)	目地モルタル		補強部コンクリート	
					圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング率 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング率 (N/mm ²)
DUR	501	357	410	331	34.5	2.68×10 ⁴	-	-
	502	355	410	331				
	503	355	410	332				
DCD	512	358	415	331	38.7	2.24×10 ⁴	66.6	3.82×10 ⁴
	517	355	414	331				
	518	357	414	331				
DCS	504	357	410	330	38.3	2.08×10 ⁴	57.4	3.88×10 ⁴
	506	357	409	330				
	509	355	410	331				

6.3.2 実験結果

1) 無補強煉瓦 対角圧縮試験体 (DUR 試験体)

図 6.2 に試験体図を、図 6.3 に試験体破壊状況写真を示す。正面の写真には、載荷点から目地に沿ってひび割れが生じている。これは、対角圧縮載荷試験にて想定される代表的な破壊モードと同様である。

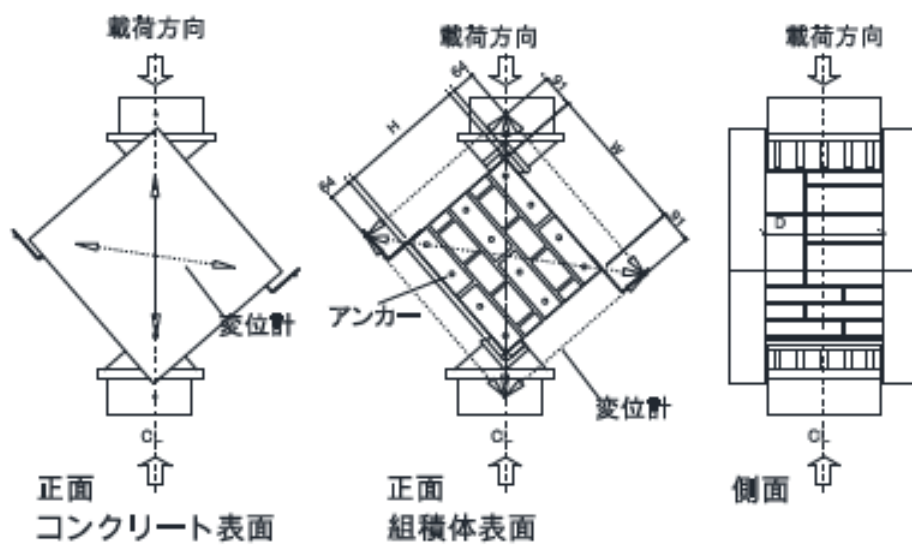


図 6.2 対角圧縮試験体図 (DUR 試験体)



正面

背面

図 6.3 試験体破壊状況写真 (DUR 試験体)

2) RC 両面補強煉瓦 対角圧縮試験体 (DCD 試験体)

図 6.4 に試験体図を、図 6.5 に試験体破壊状況写真を示す。RC 補強部分にはひび割れが見られず、側面に亀裂がはいった。接合アンカーの先端を境界とした割裂破壊であり、アンカー長さが重要である。

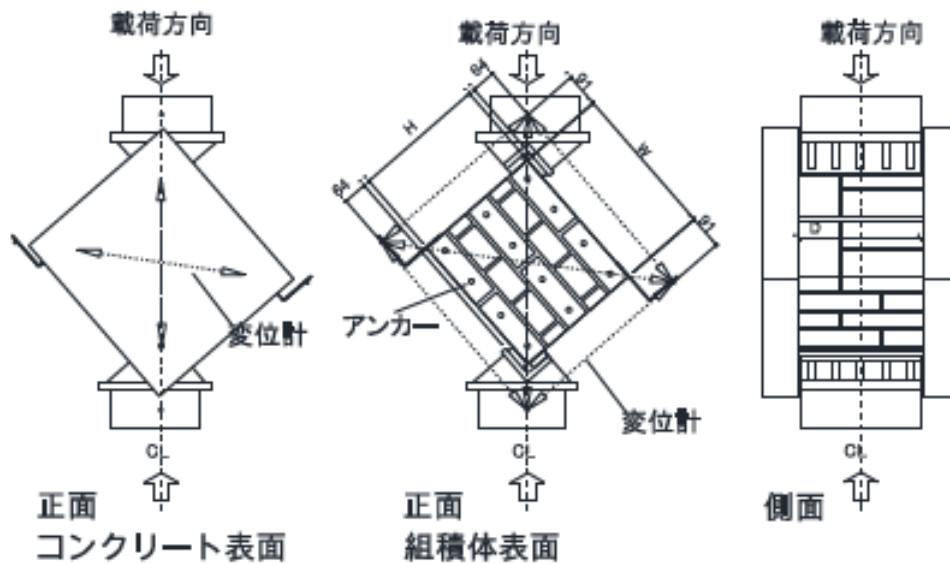
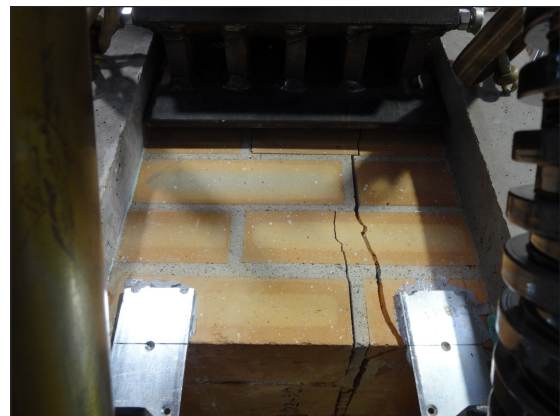


図 6.4 対角圧縮試験体 (DCD 試験体)



正面



背面

図 6.5 試験体破壊状況写真 (DCD 試験体)

3) RC 片面補強煉瓦 対角圧縮試験体 (DCS 試験体)

図 6.6 に試験体図を、図 6.7 に試験体破壊状況写真を示す。補強を行っていない煉瓦面に破壊が生じており、その破壊形状は無補強の場合と同様にクラックがはいっている。

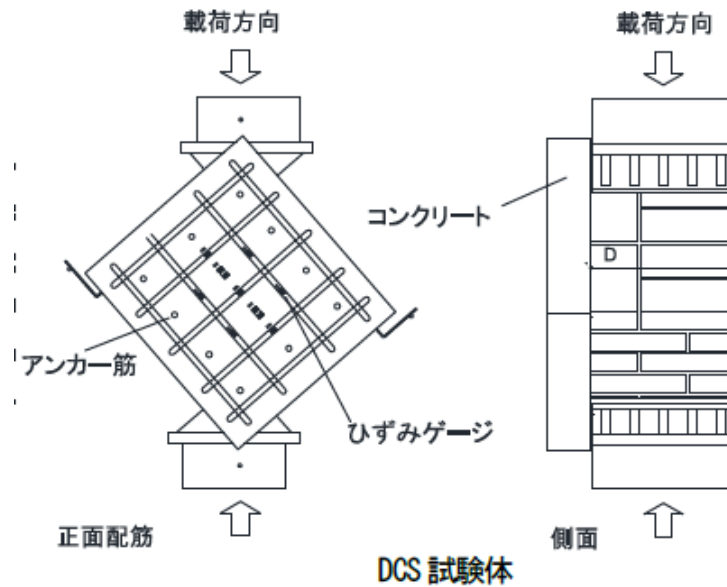
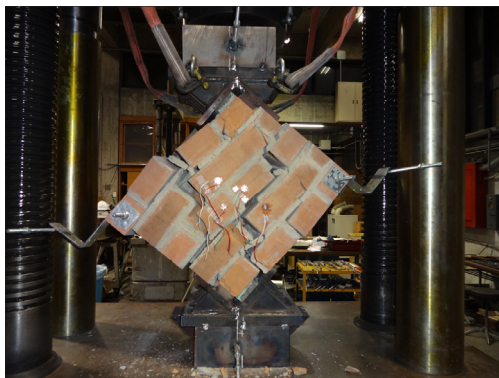


図 6.6 対角圧縮試験体 (RC 片面補強煉瓦)



正面 (無補強側)



背面



背面 (補強側)

図 6.7 試験体破壊状況写真 (RC 片面補強煉瓦)

表 6.2 に試験結果一覧を示す。以降、無補強煉瓦試験体を「DUR 試験体」、RC 両面増打ち試験体を「DCD 試験体」、RC 片面増打ち試験体を「DCS 試験体」と称す。

せん断強度平均は、DUR 試験体は 0.95N/mm^2 、DCD 試験体は 1.82N/mm^2 （無補強の 1.92 倍）、DCS 試験体は 1.16N/mm^2 （無補強の 1.22 倍）である。この結果から、RC 増打ち工法による補強の効果が確認された。

表 6.2 試験結果一覧

試験体名		せん断面積 ($\times 10^4\text{mm}^2$)	2回目 ピーク (kN)	せん断 強度 (N/mm^2)	せん断強度 平均 (N/mm^2) (標準偏差)	$\gamma_{\tau\max}$ ($\times 10^{-2}\text{rad}$)	初期のせん断 剛性G (kN/mm^2)	G平均 (kN/mm^2)	$\gamma_{\tau\max}$ 無補強側表面 ($\times 10^{-2}\text{rad}$)	初期のせん断 剛性G(無補強側 表面)(kN/mm^2)	G平均 (kN/mm^2)
DUR	501	13.6	—	0.94	0.95 (0.0610)	—	—	—	0.173	0.51	0.55
	502	13.6	—	1.03					0.190	0.64	
	503	13.6	—	0.88					0.160	0.51	
DCD	512	13.7	227.5	1.80	1.82 (0.0462)	0.245	0.50	0.48	—	—	—
	517	13.7	251.5	1.89		0.251	0.56				
	518	13.7	219.0	1.78		0.326	0.39				
DCS	504	13.5	99.7	1.16	1.16 (0.0880)	—	—	—	0.404	0.44	0.71
	506	13.5	121.5	1.26					0.270	1.10	
	509	13.5	122.0	1.05					0.477	0.57	

6.3.3 補強効果の考察

既往の実験結果を基に、RC 増打ち工法のせん断耐力を検証する。

1) RC 両面補強の検討

図 6.5 に最終荷重時の破壊写真を示しているが、増打ちしたコンクリート部分にはひび割れが見られない。一般的に、コンクリート内部の鉄筋はコンクリートのひび割れ発生後に有効となるため弾性範囲内であると判断し、コンクリート内部の鉄筋は耐力を負担していないものとする。

なお、煉瓦の側面（厚さ方向）において亀裂が発生しているが、亀裂の位置はアンカーボルト先端にほぼ近く、目地モルタルが煉瓦と剥離する付着破壊と、鉛直に圧縮した際に水平に広がる割裂破壊とが同時に起きたと考えられる。

図 6.8 に実験の荷重－変位関係を示す。DUR 試験体について、実験時の記録データでは青実線となっているが、実際には、最大荷重に達した後の荷重低下は破線で示す形状となる。

また、DCD 試験体の初期せん断剛性は DUR 試験体よりも低い値を示しているが、これは試験体上下の治具と試験体の間のなじみの変形が含まれていると考えられる。

図 6.9 に実験結果を最大荷重時までの荷重－変位関係を示す。DCD 試験体で発生したなじみ分の調整を破線で行っており、その変位は 0.13mm と微少である。

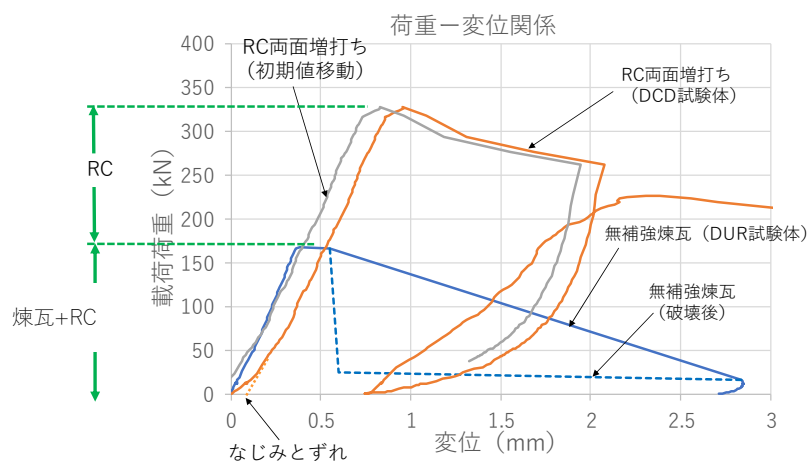


図 6.8 耐力比較グラフ

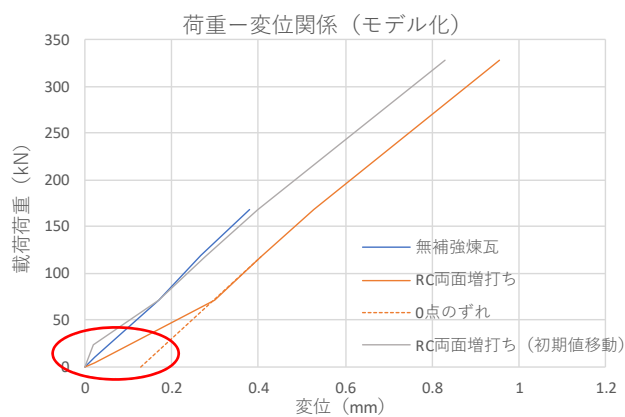


図 6.9 荷重-変位関係（モデル化）

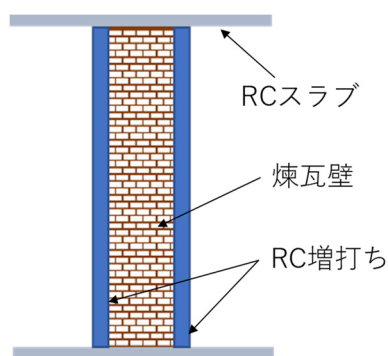


図 6.10 煉瓦壁補強のイメージ図

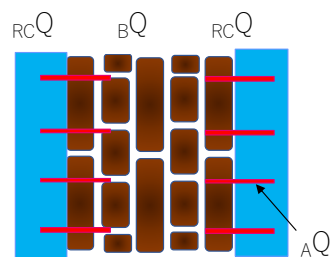


図 6.11 煉瓦壁一体化の模式図

図 6.10 に RC 増打ち工法のイメージ図、図 6.11 に煉瓦壁一体化の模式図を示す。DCD 試験体への荷重は煉瓦部分に対する直接荷重であり、補強部が負担する応力には、荷重伝達が行われたと考えられる。則ち、「煉瓦 ⇒ 接合アンカー ⇒ RC 両面増打ち部」へと応力伝達す

る過程があり、最初の載荷荷重は煉瓦壁のみが負担し、煉瓦の変形によってあと施工アンカーにせん断力が伝達され、その変位分のずれだと想定する。

荷重伝達の考え方は、「既存鉄筋コンクリート造建築物の外側耐震改修マニュアル」⁷⁾を参考とした。

RC 造への増打ち工法では補強する壁の四周には柱および梁が存在しているが、煉瓦造建築物の場合、柱や梁に相当するものがなく、隣接する壁と上下の床がそれに該当する。既存架構による拘束力は弱く、補強部材と既存架構の間にずれ変形が生じると考え、外側耐震補強の設計方法を取り入れる。補強部材と既存架構間の変形には差が生じ、この差を「ずれ変形」と称している。

今回、煉瓦壁と RC 増打ち部の一体性を図るためにあと施工アンカーを使用している。図 6.12 に接合部のせん断抵抗要素を示すが、あと施工アンカーは、ダボ抵抗と固着抵抗が主なせん断抵抗要素である。接合面でのせん断力による「ずれ変形」を考慮して補強設計を行う。

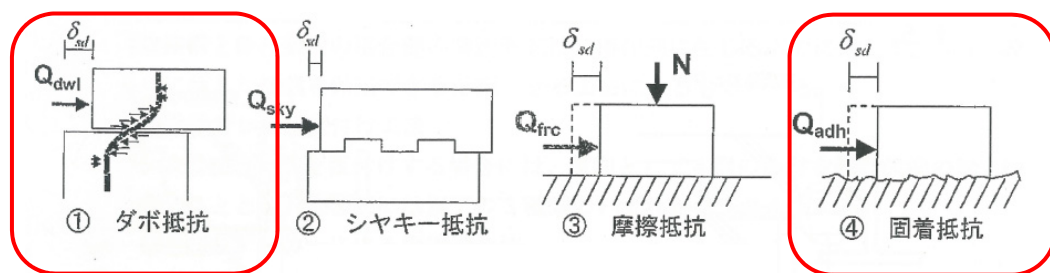


図 6.12 接合部のせん断抵抗要素

あと施工アンカーのせん断耐力式は、 Q_{a1} 、 Q_{a2} いずれかの小さい値であり、せん断変形を許容値 2mm 以下に制限するための低減係数 $\phi_s = 0.7$ を乗じたものとする。

鋼材で決まる式： $Q_{a1} = 0.7 \cdot s_{ae} \cdot \sigma_y$

母材の支圧で決まる式： $Q_{a2} = 0.4 \times 0.75 \cdot \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \cdot s_{ae}$

増打ち工法による耐力評価は、「2017 年版実務のための補強設計マニュアル」⁸⁾に従い、以下とする。

$$Q_{su} = \min (w Q_{su0}, w Q_{su1}, w Q_{su2}) \quad \dots\dots\dots \text{式 (1)}$$

$w Q_{su0}$: 一体とみなした場合のせん断耐力

$w Q_{su1}$: 既存壁のせん断力に増打ち壁の梁下面にある接合債のせん断耐力の和を加算した値

$w Q_{su2}$: 既存壁のせん断力に増打ち壁板のせん断耐力を加算した値

DCD 試験体の結果から、煉瓦壁と RC 増打ち部とは一体化し、DUR 試験体よりも耐力向上がみられた。ただし、煉瓦壁には RC 増打ちを施しており素材が異なる。また、実験結果でも荷重伝達していく過程が見られたことから、耐力評価は「w Qsu 2」にて求めるものとした。

$$w Q_{su2} = {}_B Q + \min ({}_A Q + {}_{RC} Q) \quad \cdots \cdots \cdots \text{式 (2)}$$

${}_B Q$: 既存壁のせん断耐力 (煉瓦壁)

${}_A Q$: 接続アンカーのせん断耐力

${}_{RC} Q$: RC 増打ち部の耐力

増打ち工法による耐力向上は図 6.8 に示すように、

- ・ DCD 試験体においては、DUR 試験体の最大載荷重 (P=168.1kN) までは、煉瓦と増打ち壁とが一体となって負担する
- ・ P = 168.1kN 以降は、RC 増打ち部が負担する
- ・ 煉瓦壁の負担できる力は、RC と一体化が図られたことで、P = 168.1kN 以上となり得ると想定できるが、安全側として P=168.1kN とした

① 対角圧縮試験結果より、試験体のせん断力 Q は、

$$Q = P \cdot \ell / \sqrt{(\ell^2 + h^2)}$$

P : 最大載荷荷重

ℓ : 煉瓦壁長さ (410mm)

h : 煉瓦壁高さ (355mm)

表 6.3 最大載荷荷重 (実験値) と壁のせん断力

	最大載荷荷重 P (kN)	せん断力 Q (kN)
DUR 試験体 (無補強煉瓦)	168.1	127.1
DCD 試験体 (両面 RC 増打ち)	328.1	248.1

② 一体化を図るための接合アンカー部のせん断耐力

アンカーボルト : M12 (SS400、 $a_t = 113\text{mm}^2$)

$$Q_a = \phi_s \cdot \min (Q_{a1}, Q_{a2}) \quad \cdots \cdots \cdots \text{式 (3)}$$

本実験では

$$Q_{a1} = 0.7 \sigma_y \cdot s_{ae} = 0.7 \times 235 \times 113 = 18.6 \quad \text{kN/本}$$

$$Q_{a2} = 0.3 \sqrt{E_c \cdot \sigma_B \cdot s_{ae}} \cdots \cdots 0.4 \times 0.75 = 0.3 \text{ を使用 (第 7 章)}$$

$$= 0.3 \times \sqrt{(0.516 \times 10^4 \times 22.6)} \times 84.3 = 8.64 \quad \text{kN/本}$$

ここで、 $Q_{a1} > Q_{a2}$ のため、 $0.7 \times 8.64 \times 12 \times 2 = 145.2 \quad \text{kN}$

③RC 増打ち部のせん断耐力

DCD 試験体において、煉瓦と RC 増打ち部との応力負担を検討する。

表 6.4 煉瓦壁とコンクリートの応力負担

	煉瓦壁	コンクリート
E : ヤング係数 (N/mm ²)	7.54×10^3	3.82×10^4
A : 断面積 (mm ²)	178860	108400
E・A	13.48×10^8	41.41×10^8
E・A の比率	0.25	0.75
せん断力 (kN)	127.1	381.3

コンクリートの耐力は、試験体ではひび割れが見られなかったため、RC 造耐震壁の短期許容剪断力をせん断耐力と仮定する。

コンクリート：Fc60 として $sfs = 1.64 \text{ N/mm}^2$

$${}_{RC}Q = t \cdot l \cdot fs = 177.8 \text{ kN}$$

せん断力の伝達は、 ${}_AQ$ （接続アンカー）と ${}_{RC}Q$ （RC 増打ち部）とのせん断耐力のいずれかの小さい方で決定であり、今回は接続アンカーの耐力で決定することとなる。

$${}_BQ + {}_AQ = 127.1 + 145.2 = 272.3 \text{ kN} \cdots \text{無補強煉瓦の 2.14 倍}$$

（実験値は 1.92 倍）

となり、実験結果と概ね等しい値となった。

2) RC 片面補強

RC 片側補強の場合のせん断強度は、無補強煉瓦の場合の 1.16 倍で、両面補強の半分以下である。図 6.6 に示した実験後の破壊状況を確認すると、補強を施していない面は無補強煉瓦試験体と同様な破壊性状を示している。図 6.7 に示すように RC 補強側の破壊は微少であるが、無補強側は崩壊した状態となっている。

補強側（RC 増打ち工法で補強した片側）の剛性が高くなったことにより耐力は増加するが、無補強側の崩壊によって、RC 片面補強壁の耐力が決定されるものと考えられる。片面補強の検証については今後の課題である。

3) 考察

実験結果より、RC 増打ち補強による効果について設計検証を行った。両面補強では、RC 補強部へのせん断力伝達がアンカーボルトを介して行われており、そのせん断力は、接続アンカーまたは RC 補強部のせん断耐力の小なる方で決定されるものと考えられる。

なお、片面補強の実験結果からは両面補強までの耐力向上が見られず、その理由としては無補強側が破壊した時点で耐力が決まるためと考えられ、片面補強の検証については今後の課題である。

6.3.4 解析によるシミュレーション

ここでは、FEM 解析技術の取得を目的として、前項に示した対角圧縮载荷試験に対するシミュレーション解析を試みる。

1) 解析概要

本検討で対象とする試験体は、6.3.1 項に示される無補強試験体 DUR である。図 6.13 に解析モデルを示す。解析には、汎用 FEM 解析プログラム DIANA Release 10.2 を用いた。煉瓦および目地モルタルは厚さ 331mm の 2 次元シェル要素でモデル化し、煉瓦を模擬したシェル要素とモルタルを模擬したシェル要素の境界は同一節点とした。また、上面の加力面と下面の支持面にはシェル要素を用いて支圧板を模擬した。境界条件は、支持面下端の全節点を固定点とした。解析は加力面上端の中央位置の節点に強制変位を漸増させて実施した。表 6.5 には解析に用いた材料物性値を、図 6.14 に応力－ひずみ関係を示す。解析に用いた煉瓦および目地モルタルの応力－ひずみ関係は、圧縮領域では圧縮破壊エネルギーを考慮した Parabolic（放物線）モデルを用い、圧縮破壊エネルギー G_c には参考文献⁹⁾に示される式（4）により算出した。引張領域では引張破壊エネルギーを考慮した Hordijk モデルを用い、引張破壊エネルギー G_f には参考文献¹⁰⁾に示される式（5）を用いて算出した。

$$G_c = 8.77 \sqrt{f_c} \quad (\text{N/mm}) \quad \dots\dots\dots \text{式 (4)}$$

ここに、 f_c ：圧縮強度

$$G_f = 1/100 \cdot d_{\max}^{1/3} \cdot f_c^{1/3} \quad (\text{N/mm}) \quad \dots\dots\dots \text{式 (5)}$$

ここに、 d_{\max} ：粗骨材最大寸法（mm）

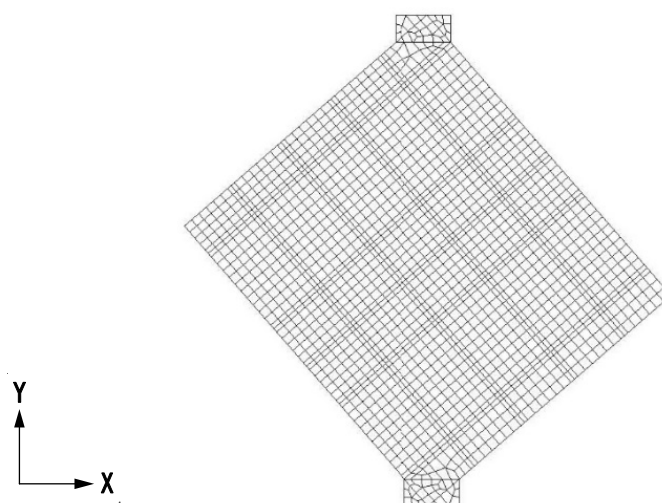
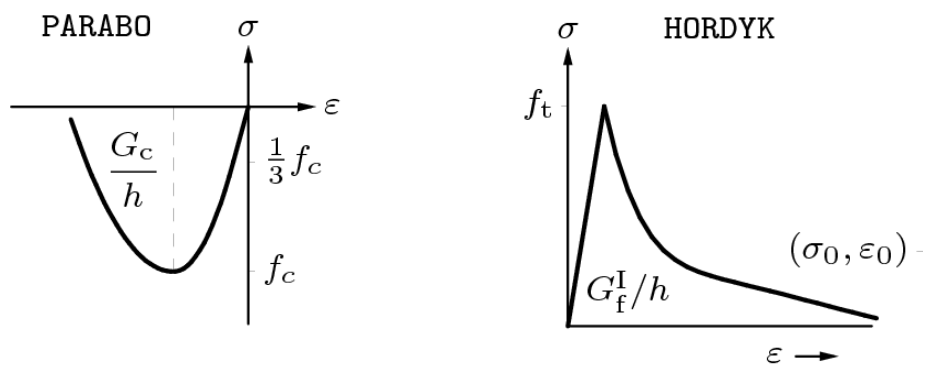


図 6.13 解析モデル

表 6.5 解析に用いた材料物性値

	ヤング係数 ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	圧縮強度 (N/mm^2)	圧縮破壊エネルギー (N/mm)	引張強度 (N/mm^2)	引張破壊エネルギー (N/mm)
煉瓦	1.75	22.6	41.8	0.23	0.028
目地モルタル	2.68	34.5	51.7	1.94	0.033



(a) 圧縮領域

(b) 引張領域

図 6.14 応力－ひずみ関係

2) 解析結果

図 6.15 に解析から得られた载荷荷重－変位関係を実験結果と比較して示す。解析から得られた最大耐力 ($cP_{\max}=207\text{kN}$, $\delta=0.3\text{mm}$) は実験結果と比較すると、2 割程度高い結果となった。また、初期剛性は実験結果に比べて解析結果が高くなった。解析において、初期剛性が高くなった要因としては、煉瓦と目地モルタルの境界を同一節点としているため、煉瓦と目地モルタル間でのずれが考慮されていないことが考えられ、今後の検討課題である。

図 6.16 に最大耐力時におけるひずみコンターを示す。図 6.16 (a) は最大主ひずみ (引張) を、図 6.16 (b) は最小主ひずみ (圧縮) を示している。最大耐力時のひずみは、最大および最小主ひずみともに試験体中央域で大きくなる。特に、最大主ひずみが大きくなっており、水平方向の引張ひずみが卓越していた様子がうかがえる。この結果、解析モデルの最大耐力は試験体中央域でのひび割れにより決定したことが考えられる。

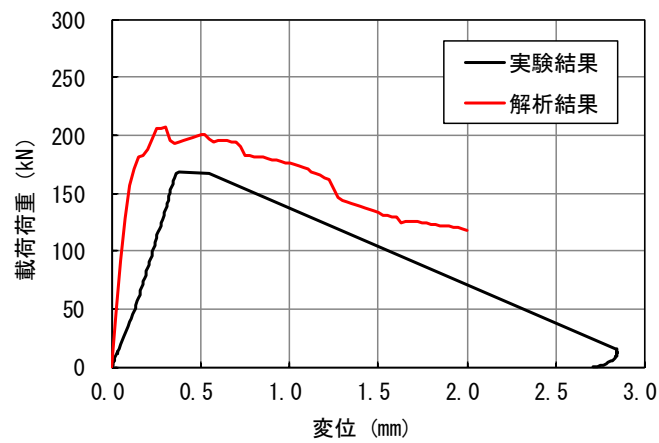


図 6.15 載荷荷重－変位関係

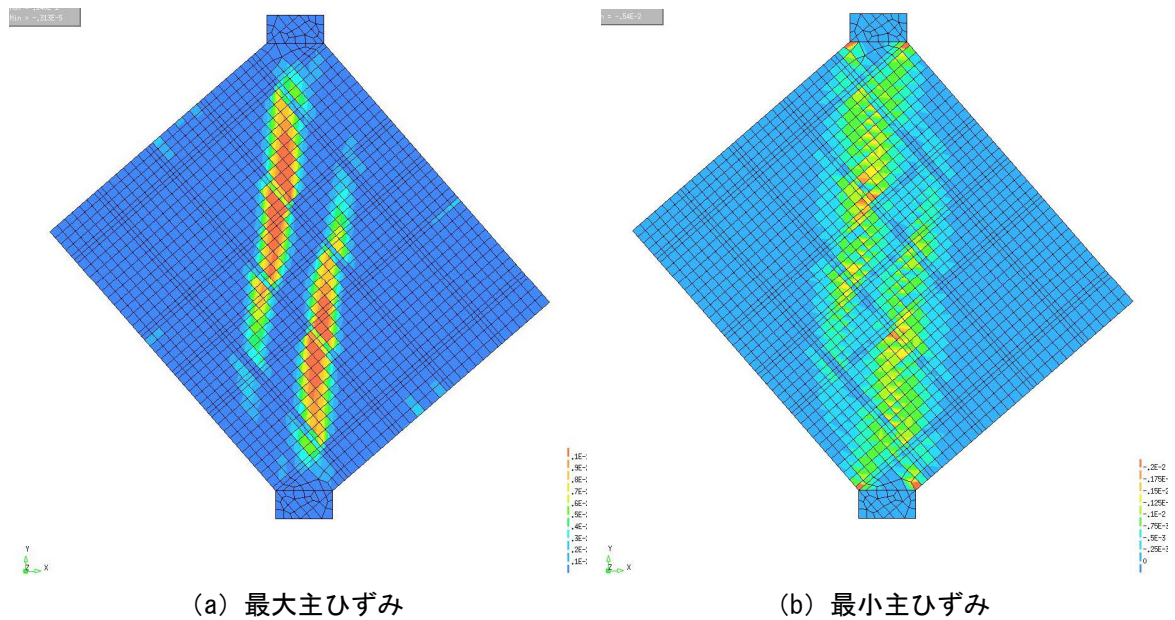


図 6.16 最大耐力時のひずみコンター

3) 解析のまとめ

解析から得られた載荷荷重－変位関係は、初期剛性，最大荷重ともに実験結果より大きくなった。この要因として、煉瓦と目地モルタルの境界を同一節点としており、境界面でのすべりが考慮されていないことが考えられ、今後の検討課題である。

6.4 RC 増打ち工法により補強した煉瓦造建築物

これまで、煉瓦造建築物に RC 増打ち補強を行った際は、既存の煉瓦躯体の耐力は考慮せず、増打ちした RC 造部分のみの耐力で設計していたため、煉瓦造から RC 造への構造種別の改変となり、補強範囲が増大していた。

6.3 節では既往の実験について示しており、実験では増打ち工法で一体化した煉瓦壁の耐力向上が確認されている。また、その耐力向上に対する検証を行い、増打ち工法の効果があることを示した。

なお、面外応力に対しても増打ち工法は有効であり、引張応力に対しては鉄筋または PC 鋼棒が作用し、煉瓦壁の崩壊を防ぐことで靱性も向上すると考えられる。

ここでは、第 2 章で整理した煉瓦の材料、耐震性など煉瓦造の技術史の観点から、RC 増打ち工法を採用する条件を整理する。

6.4.1 RC 増打ち工法採用の条件

RC 増打ち工法を採用した場合において、図 6.17 に耐力向上が有効であると想定する建物概要を示す。

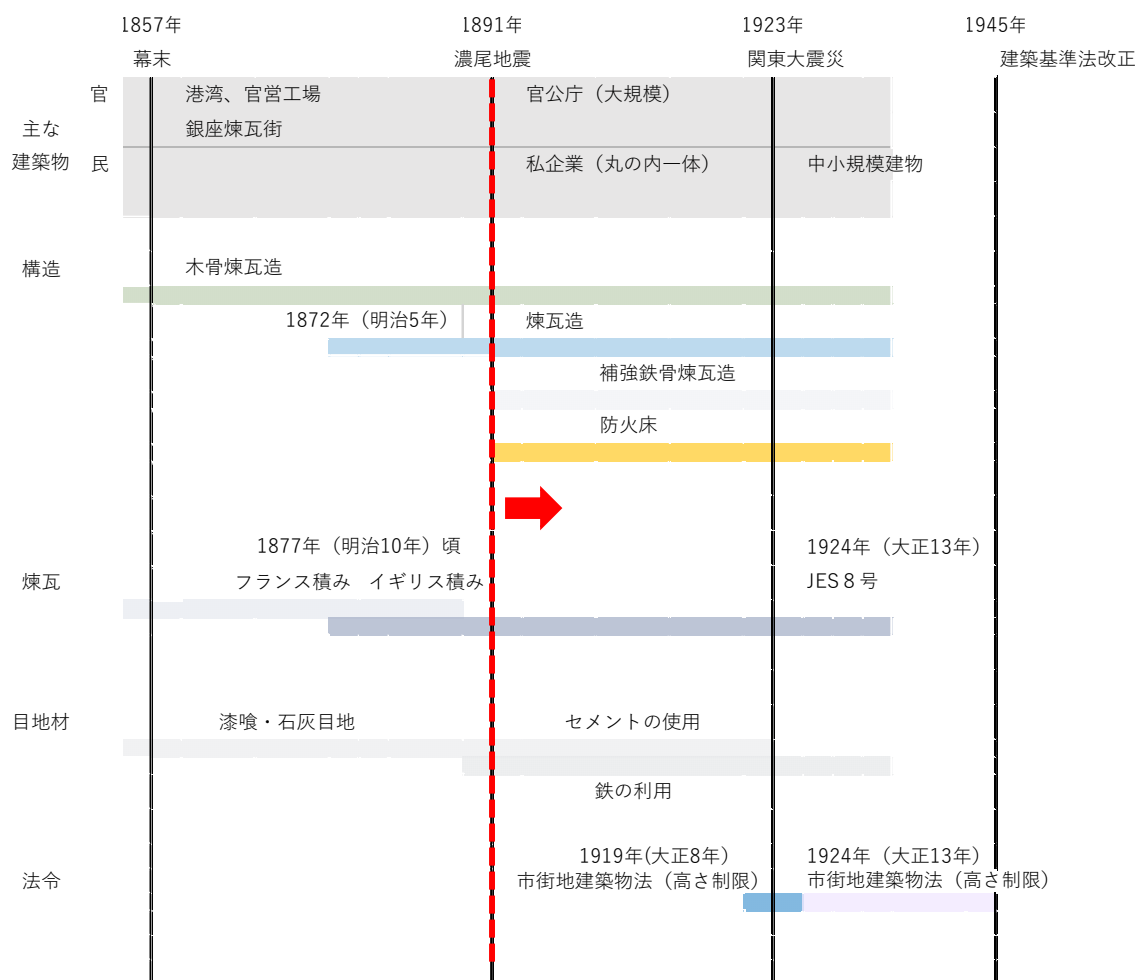


図 6.17 煉瓦造技術史

材料、構造技術、法令の変遷を鑑み、RC 増打ち工法を採用した際に、その補強効果があると想定できる建物の条件を整理する。

- 1) 竣工年は、濃尾地震以降に設計されたものとする。関東大震災で被害の少なかった煉瓦造¹¹⁾は、濃尾地震以降に、セメントを使用した目地や防火床の設置、補強鉄骨（碇聯鐵工法など）の使用など、当時の技術者が推奨した耐震性能向上のための技術が取り入れられた。そのため、煉瓦造建築物として一定の耐震性能を保有しているものといえる。
- 2) 構造方式は、第2章における煉瓦造または補強鉄骨煉瓦造（「帯鉄」程度の補強鉄骨煉瓦造も含む）とし、壁量が多く、強度型の建物であるものとした。
- 3) 煉瓦の圧縮強度および目地のせん断強度を表 6.6 に示す。事前調査ではこれらの材料強度を把握する必要がある。

表 6.6 材料強度

材 料	基 準	備 考
煉 瓦	<ul style="list-style-type: none"> ・ 圧縮強度は 15 N/mm² 程度 ・ 吸水率 14% 程度 	JES8 号で規定されている 上焼 1 号
目 地	<ul style="list-style-type: none"> ・ せん断強度は 0.9N/mm² 程度 ・ セメント混入した目地モルタル 	「組積造設計基準・同解説」 ¹²⁾ 2 条使用材料(3)モルタル (4 週圧縮強度 18N/mm ²)

- 4) 床および屋根は、既存の防火床や RC 床または補強工事の際に RC 床を構築し、増打ちする補強壁とは接合する。また、屋根レベルに床が設置できない場合は、壁頂部に臥梁を構築する。

6.4.2 RC 増打ち工法の採用箇所

6.3 節に示す実験結果を基に、RC 増打ち補強の採用箇所について考察する。

RC 両面補強では、補強後の耐力が 1.82 倍と効果が見られたが、RC 片面補強ではその効果が 1.16 倍であった。理由として無補強側の煉瓦壁の崩壊により最終耐力が決定することが考えられる。

そのため、RC 両面補強を基本として建物内部に設ける。なお、外壁など建築計画上片面にしか設けられない場合には、隣り合う直交壁が存在する位置に設けることとする。交差壁の押さえ込み効果¹³⁾により、無補強側の煉瓦の崩壊が抑制できると考えた。

煉瓦と補強 RC 部とを接合するアンカーに対しては、第 7 章にて詳細を示す。

6.5 第6章のまとめ

第6章では、RC 増打ち工法について検証を行った。

低コストで施工簡易性の高い RC 増打ち工法は、古くから実績のある補強工法である。しかしながら、文化財の建物には、『文化財の修復 5 原則』を厳守することが難しく、最近では採用されることが少なくなっていた。

また、RC 増打ち工法を採用した場合には煉瓦壁は仕上材とみなし、補強する RC 壁が耐震要素となるため、構造種別を RC 造として補強設計を行っていた。

本章では、既往の実験結果を基に、RC 増打ちした煉瓦壁の構造耐力について検証を行い、以下の知見を得た。

1) RC 増打ち工法の課題を考察し、課題を抽出した。

- ・現在まで行われてきた RC 増打ち工法は、構造種別を改変し、RC 造として設計していた。そのため、煉瓦壁は仕上材であり、補強の RC 部分の重量が増加し、基礎への影響があった。
- ・文化財建造物においても RC 増打ち工法は採用されており、その場合には、文化財的価値を考慮して、採用箇所を設定していた。

2) 既往の実験結果を基に、RC 増打ち工法の補強工法の耐力評価について検証を行った。

- ・増打ち部と煉瓦壁とが一体化することで、耐力が向上することが実験で明らかとなっており、耐力向上の根拠について、その補強効果を検証した。
- ・両面補強では、RC 補強部へのせん断力伝達がアンカーボルトを介して行われており、そのせん断力は、接続アンカーまたは RC 補強部のせん断耐力の小なる方で決定されるものと考えられる。

$$w Q_{su2} = {}_B Q + \min ({}_A Q + {}_{RC} Q) \quad \cdots \cdots \cdots \text{式 (2)}$$

- ・煉瓦壁と RC 増打ち部の一体性を図るためのあと施工アンカーは、ダボ抵抗と固着抵抗が主なせん断抵抗要素であり、接合面でのせん断力による「ずれ変形」を考慮して補強設計を行う。
- ・あと施工アンカーのせん断耐力式は、 Q_{a1} , Q_{a2} いずれかの小さい値とするが、せん断変形を許容値 2mm 以下に制限するための低減係数 $\phi_s = 0.7$ を乗じたものとしている。

$$Q_a = \phi_s \cdot \min (Q_{a1}, Q_{a2}) \quad \cdots \cdots \cdots \text{式 (3)}$$

- ・片面補強の実験結果からは両面補強までの耐力向上が見られず、その理由としては無補強側が破壊した時点で、耐力が決まるためと考えられるが今後の課題である。
- ・FEM 解析技術の取得を目的として、無補強煉瓦壁の対角圧縮載荷試験に対するシミュレーション解析を試みた。解析結果は、初期剛性、最大耐力ともに実験結果より大きくなり、この要因は煉瓦と目地の境界面のすべりを考慮されていないことが考えられ、今後の検討課題となった。

3) RC 増打ち工法の利点を生かした提案を試みた。

- ・第2章で整理した煉瓦、構造技術、法令を要因として、RC 増打ち工法が有効な補強となるための採用条件を示した。
- ・既往の実験では、RC 片面補強ではその効果が小さかった。実建物の補強に RC 片面補強を採用する際には、交差壁が存在する部分に設けることで、無補強側の煉瓦の押さえ込み効果が存在し、実験結果よりは補強効果が向上することが考えられるが、この評価に対しては今後の課題である。

第6章参考文献

1	無筋煉瓦造建築の壁体を表面から補強する方法に関する研究（その2）	荒木啓介、他2名、 日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）、 pp867~868, 2016年
2	東京国立近代美術館 工芸館	重要文化財旧近衛師団司令部庁舎保存整備工事報告書、 文化庁、1978年3月、文化庁
3	これからの建築文化の遺産をどう残していくか	半澤重信、他、建築技術施工、(株)彰国社、 1989年12月
4	既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修事例集（2009年）	(一財)日本建築防災協会、pp147-156, 2009年6月
5	鉄筋コンクリート補強された歴史的煉瓦造建造物に生じる白華現象のメカニズム	松尾隆士、他2名、日本建築学会構造系論文集、 第587号、pp23-29, 2005年1月
6	明治期組積造建築における地形の仕様について	宮谷慶一、日本建築学会計画系論文集、 第568号、pp153~160, 2003年6月
7	既存鉄筋コンクリート造建築物の「外側耐震改修マニュアル」	(一財)日本建築防災協会、pp59~83, 2002年9月
8	2017年版実務のための補強設計マニュアル	(一社)東京都建築事務所協会、 建築物耐震改修評価特別委員会、2017年10月
9	Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads	H.Nakamura, T.Higai ASCE, pp.471-487, 2001
10	コンクリート標準示方書【設計編】	コンクリート標準示方書改訂小委員会、 pp41~42, 2018年3月
11	1981 濃尾地震報告書	中央防災会議、災害訓練の継承に関する専門調査会、 pp192-195, 平成18年3月

12	組積造設計基準・同解説	(一社) 日本建築学会, 1952 年
13	高等建築学 第 26 卷	佐野利器/武藤清, 常磐書房版, pp251-252, 1937 年

第7章 既存煉瓦壁との接合アンカーの耐力評価

7.1 はじめに

7.2 あと施工アンカーの技術史

7.3 既存煉瓦造建築物に対するあと施工アンカー工事の現状

7.4 基礎実験（あと施工アンカーの構造性能実験）

7.4.1 実験の目的

7.4.2 基礎実験1（煉瓦壁実験）

7.4.3 基礎実験2（煉瓦要素実験）

7.5 基礎実験のまとめ

7.5.1 基礎実験1（煉瓦壁実験）

7.5.2 基礎実験2（煉瓦要素実験）

7.6 改良方法の検証

7.6.1 工法改良の検証

7.6.2 清掃方法の検証

7.6.3 性能検証実験（引張試験）

7.6.4 性能検証実験（せん断試験）

7.6.5 改良方法検証のまとめ

7.7 耐力評価法の考察

7.8 第7章のまとめ

第7章の参考文献

第7章 既存煉瓦壁との接合アンカーの耐力評価

7.1 はじめに

第6章では、煉瓦壁にRC増打ち工法による補強での耐力向上について、既往の実験結果を基に設計検証を試みた。

これまで、文化財等を含む既存煉瓦造建築物の耐震補強には、RC造の増打ちや鉄骨フレームを付加する方法などが用いられており、これら補強部材を留めつけるための接合アンカーは、その設計・施工において耐力や仕様が明確でなく、RC造に対するものを流用しているに過ぎない。

これまで煉瓦造へのあと施工アンカーの耐力および評価式の適用性については、裏付けデータが十分に示されていない。また、煉瓦造へのあと施工アンカーでは、目地モルタルが密実でなく空隙がある場合があり、穿孔内に充填する接着材(グラウトまたは有機系接着剤)が漏れ出す可能性があり、適切な工法を選定する必要がある。

本章では、既存煉瓦造建築物に対するあと施工アンカー工事の現状を明らかにすると共に、以下の実験を行い、煉瓦に施工したあと施工アンカーの構造性能とその評価について検証する。

1) 煉瓦壁へのあと施工アンカー工事の現状を把握する。

「歴史的建築物の補修工事報告書」を整理し、あと施工アンカー工事に対して、施工方法、設計基準、耐力など、現状を把握する。

2) 煉瓦壁へのあと施工アンカーの構造性能を把握する。

①強度の高い煉瓦と目地から製作した煉瓦壁試験体に施工したあと施工アンカーの構造性能（引張およびせん断）を把握する。

②煉瓦強度の違いによるあと施工アンカーの構造性能を把握する。

3) 煉瓦躯体に対するあと施工アンカーの耐力式を提案する。

実験結果を基に、煉瓦躯体に施工したあと施工アンカーの耐力式を提案する。

7.2 あと施工アンカーの技術史

「あと施工アンカー」とは、コンクリート躯体の完成後に何かを接合するための施工に使用するアンカーであり、既存コンクリート躯体への接合方法として広く用いられている。1970 年（昭和 45 年）頃には、既存鉄筋コンクリート造（以降、「既存 RC 造」と称す）建築物の耐震補強のため、耐震要素を付加する際の接合方式として、あと施工アンカーが有望であった。表 7.1 にあと施工アンカーの歴史を示す¹⁾。

表 7.1 あと施工アンカーの歴史

年 月 日			年 月	
1964 6 16	新潟地震	M7.5		
1968 5 16	1968年十勝沖地震	M7.9		
			1975 11	「合成はり構造設計施工指針・同解説」 (財) 日本特殊建築安全センター
			1977 4	「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説」 (財) 日本特殊建築安全センター
1978 6 12	1978年宮城沖地震	M7.4		
			1980 10	「設備機器の耐震据付法 アンカーの種類とその支持力」 彰国社
			1981 3	「自家発電設備耐震設計のガイドライン」 (社) 日本内燃発電設備協会
1983 5 26	昭和58年日本海中部地震	M7.7	1984 7	日本コンクリートアンカー工業界設立
			1985 2	「各種合成構造設計指針・同解説」 第4編 各種アンカーボルト設計指針・同解説 (社) 日本建築学会
			1990 6	「あと施工アンカー設計と施工」 技術書院
			12	「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説」 (財) 日本建築防災協会
			1993 12	(社) 日本あと施工アンカー協会設立
1995 1 17	阪神・淡路大震災	M7.3		
			1995 4	「官庁施設の耐震点検・改修要領」 (社) 公共建築協会
			2001 10	「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説」 (財) 日本建築防災協会
			2005	「建築設備耐震設計・施工指針2005年版」 (一財) 日本建築センター
			2010 11	「各種合成構造設計指針・同解説」 第4編 各種アンカーボルト設計指針・同解説 (社) 日本建築学会
2011 3 11	東日本大震災			
			2014 9	「建築設備耐震設計施工指針2014年版」 (一財) 日本建築センター
2016 4	熊本地震			

あと施工アンカーの考案は、日本では金属タイプのアンカーが大正 2 年に「膨張締釘」と

してアメリカ人によって特許取得されたものが始まりである²⁾。昭和 30 年以降、建築現場で大量に使用されるようになり、様々な材料、形状のアンカーが開発された。

設備機器など軽量物を接着することで用いられたあと施工アンカーは、昭和 50 年頃、耐震補強分野でも構造部材の接合に用いられるようになった。用途の拡大と共に多様化したあと施工アンカーは、その使用に対して、標準化・基準化のため、昭和 52 年に日本建築防災協会の「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説」³⁾（以降、「既存 RC 造耐震改修指針」、と称す）で耐震補強に用いる際の設計方法が提案された。

現在、あと施工アンカーは、建築基準法の指定建築材料に含まれていない。新築建物の主要構造部材に用いることはできないが、耐震性を向上させるための耐震補強では必要不可欠であり、耐震改修促進法の中では、既存不適格建築物に対するあと施工アンカーは、使用可能である。

7.3 既存煉瓦造建築物に対するあと施工アンカー工事の現状

既存煉瓦造建築物の耐震補強では、構造性能、施工簡易性や低コストなどの要因から、壁の増打ちや鉄板壁の増設、鉄骨フレームを付加する方法が用いられる。このとき、補強部材を取付けるためにあと施工アンカーを使用するのは、既存 RC 造の耐震補強工事と同様である。既存 RC 造建築物へのあと施工アンカー施工の実績は数多く、その評価方法³⁾も示されているが、構造躯体が煉瓦となる場合の実例は多くはなく、その性能評価は建物ごとに対応しているのが実状である。

煉瓦造建築物に対するあと施工アンカーの定着性能は、実験等^{4)～7)}が実施されているが、その引張およびせん断性状と評価方法は十分に示されていない状況である。あと施工アンカー工事の専門業者に対してヒアリングを行ったが、煉瓦を対象とした適切な施工方法や使用するあと施工アンカーの種類などは、標準化なされていないようであった。

「歴史的煉瓦造建築物の補修工事報告書」から耐震補強工事にあと施工アンカーを使用した建物を調査し、表 7.2 に整理した。

表 7.2 あと施工アンカー施工事例

名 称	煉瓦 圧縮強度	接合材	材料	アンカー深さ		破壊状態
				mm		
シャトーカミヤ 旧醸造施設	6.9 N/mm ²	E	M16(全ねじ)	250	15.6d	コーン状破壊
		C	M16(全ねじ)	250	15.6d	コーン状破壊
旧八百津発電所	11.3 N/mm ²	E	M16(SS400)	200	12.5d	鋼材降伏
		e	M16(SS400)	200	12.5d	鋼材降伏
山口県旧県会議事堂	21.0 N/mm ²	A	M12	240	20d	鋼材降伏
			M16	160	10d	鋼材抜け
			M16	320	20d	鋼材降伏
旧名古屋控訴院 地方裁判所	7.6 N/mm ²	E	M16	240	15d	煉瓦亀裂
			M20	300	15d	

E:接着系アンカー・注入方式・カートリッジタイプ(エポキシ系)

C:接着系アンカー・注入方式・カートリッジタイプ(セメント系)

e:接着系アンカー・カプセル方式(エポキシ系)

A:ケミカルアンカー(接着系アンカー・カプセル方式・打込み型(エポキシ系))

図 7.1 にあと施工アンカーの引張試験結果、図 7.2 に付着強度の値を示すが、これらの表にはコーン状破壊が起きた事例は含まないものとした。コーン状破壊を起こした建物「シャトーカミヤ旧醸造施設」に使用されている煉瓦は、同年代に施工された他の煉瓦造より強度が低く、比重が小さいことが確認されており、あと施工アンカーの耐力式は、母体となる煉瓦やアンカー筋の材料強度に依存するためである。

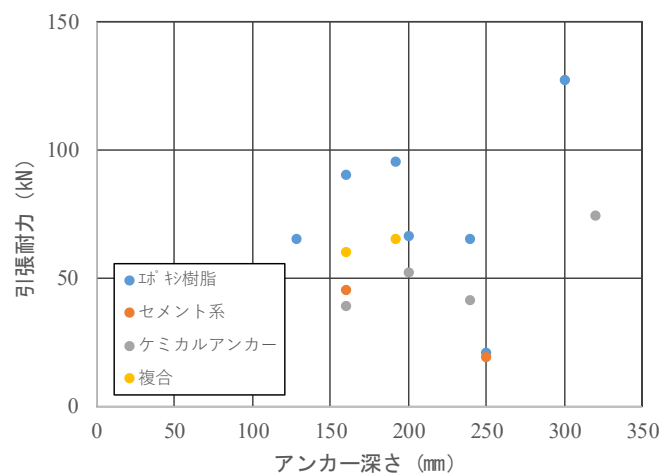


図 7.1 あと施工アンカーの引張耐力

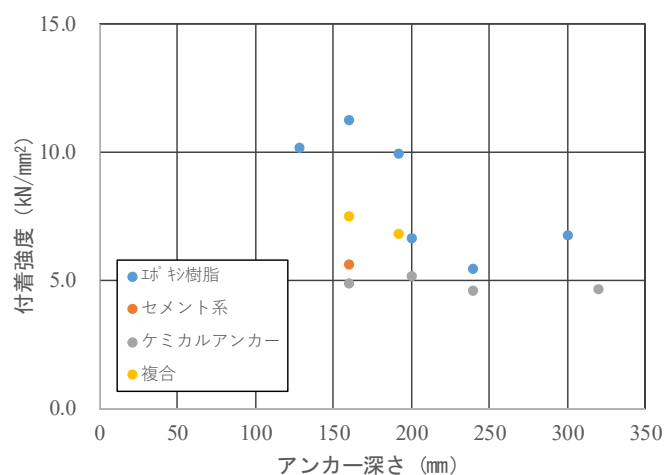


図 7.2 あと施工アンカーの付着強度

接合材料にはカートリッジタイプ・エポキシ系樹脂が多く用いられ、またアンカー深さは15d以上に設定しているものが多かった。あと施工アンカーの引張耐力は、接合材料による差は多少見られるが、図 7.1 に示すようにアンカーが深いほど引張耐力が高くなっていることがわかる。また、図 7.2 アンカー深さと付着強度の関係を示す。

なお、一般的に煉瓦造に対するあと施工アンカーの構造性能は工事中に原位置試験を行いアンカーの構造性能を確認しており、その後、補強検討を行っているようである。補強検討を行う前に、既存煉瓦造建築物におけるアンカーの耐力が把握できることで、補強設計に反映させることが可能となる。実際には、原位置試験で性能を確認する必要があるが、このときの目標値に設定することができる。以降の節で、あと施工アンカーの構造性能について検証する。

7.4 基礎実験（あと施工アンカーの構造性能実験）

7.4.1 実験の目的

現存する既存煉瓦造建築物の多くが 100 年以上前に建設された建物で、構造躯体は煉瓦と目地から構成された組積体である。煉瓦躯体に対する接合アンカーの課題は、低強度の煉瓦や充填率の低い目地で構成された組積躯体に対して、確実な施工を行い、強度を確保することである。

そのため、煉瓦造におけるあと施工アンカーの仕様と、引張およびせん断耐力の評価方法の確立を目的とし、下記の実験を順次に行い、仕様決定と構造性能の確認を実施する。

基礎実験 1：組積体に施工したあと施工アンカーの構造性能実験

JIS 煉瓦とセメント目地（強度の高い煉瓦と目地）により製作した煉瓦壁試験体に施工した接合アンカーの引張およびせん断試験を行い、構造性能を把握する。

基礎実験 2：古い煉瓦や湿潤状態の煉瓦に施工したあと施工アンカーの構造性能実験

明治期の古い煉瓦（焼成温度が低く、低強度の煉瓦）や、湿潤状態の煉瓦を用いた要素実験であり、接合アンカーの引張およびせん断試験を行い、構造性能を把握する。

7.4.2 基礎実験 1（煉瓦壁実験）

（１）実験概要

煉瓦造建築物に対するあと施工アンカーの構造性能を把握するため、煉瓦および目地の強度が高く、また目地が密実である煉瓦躯体に施工したあと施工アンカーの引張およびせん断試験を行い、その構造性能を確認する。実験の要因と水準を以下に示す。

■実験の要因と水準

要 因	水準	
試 験	引張試験（付着）、せん断試験	
接着剤	エポキシ系（E）	ヒルティ：RE-500
	エポキシアクリレート系（EA）	旭化成製：EA-500
	セメント系（C）	太平洋：ユーロックスセメント
煉瓦種類	普通煉瓦	
煉瓦状態	乾燥状態	
施工方法	従来工法	

（２）試験体概要

（２）－ 1 レンガ試験体

普通れんがをイギリス積（1000mm×1000mm×壁厚 320mm）とし、外周部と裏面に鉄筋コンクリート枠を設けた試験体を 4 体作成する。試験体 1 体に対して、複数本のアンカー筋を煉瓦と目地に配置してあと施工した。

図 7.3 に試験体図を示す。このとき、全ての試験体において、下向き施工によりアンカーを定着している。使用材料と材料試験結果を以下に示す。

煉瓦単体 ：普通れんが（JIS R 1250 4 種）

圧縮試験体 50×60×100mm（長手面圧縮）

圧縮強度 56.6N/mm²、ヤング率 1.93×10⁴ N/mm²

煉瓦組積体 ：圧縮試験体 半割煉瓦 3 段積み（目地あり）

圧縮強度 53.5N/mm²

目地モルタル：セメント：砂＝ 1：3

圧縮試験体 φ 50×100mm 圧縮強度 33.0N/mm²

アンカー筋 ：D19（SD490）ねじ節鉄筋 降伏点強度 544N/mm²

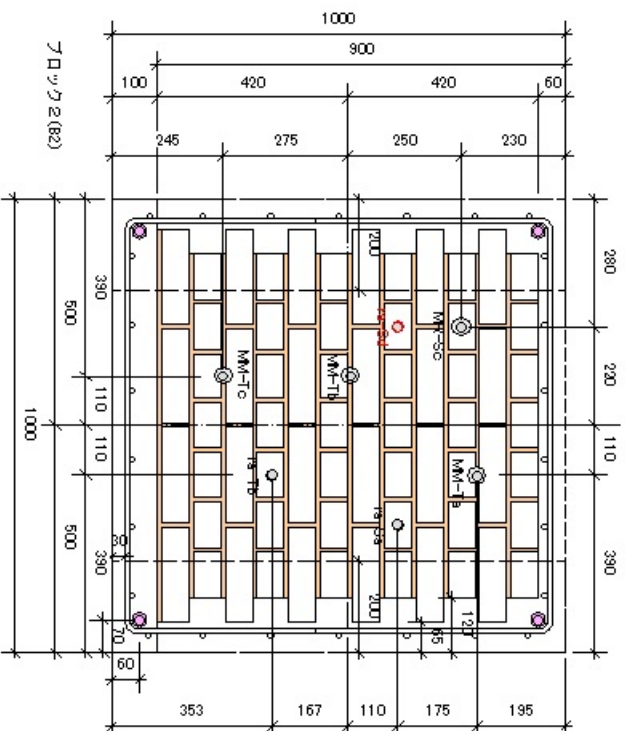


図 7.3 煉瓦試験体

(2) - 2 あと施工アンカーの施工方法

既存煉瓦造建築物の目地は、密実でなく空隙が存在しているのが実状である。あと施工アンカーの施工時には、この空隙に接着材が漏れ出すことが考えられるため、煉瓦目地の空隙部を塞ぐための施工方法について、以下の2種類を検討した。

① モルタル詰めグラウト充填タイプ

コアドリル (孔径 40mm) で穿孔し、すりこぎ等にて孔壁にモルタルを塗りつける。その後、鉄筋を挿入してグラウト材 (圧縮強度 68.4N/mm²) を充填する。孔壁に塗りつけるモルタルは、プレミックスモルタル (圧縮強度 90.3N/mm²) または PCM (圧縮強度 31.4N/mm²) とした。

② 樹脂注入タイプ

ハンマードリルを用いて回転のみで穿孔する。接着材を充填した後、鉄筋を挿入して接着剤の溢れ出しを確認する。樹脂は有機系 (エポキシ系：rh とエポキシアクリレート系：ra) の2種類とした。

(3) 引張実験

(3) - 1 実験概要

表 7.3 に試験体条件を示す。試験体条件は施工方法 (使用材料：モルタル孔壁処理、接着系あと施工アンカー)、アンカー施工位置 (煉瓦、目地)、定着長さとして計 19 体計画した。

施工方法 : モルタル詰めグラウト充填タイプ、または樹脂注入タイプ
 使用材料 : 孔壁処理に使用するモルタル、または樹脂

アンカー位置：煉瓦中心と目地位置のいずれか

定着長さ：200mm (10 d) と 300mm (15 d) d = 鉄筋径

(埋込み長さの違いによる破壊モードを確認する)

表 7.3 試験体条件と結果一覧表 (引張)

試験体名		施工方法	アンカー孔 中心位置	※1 載荷 方法	設計 穿孔径 mm	設計 埋込み 長さ Lemm	実験結果					
							コーン状 破壊 長さ [mm]	最大耐力 Pmax [kN]	Pmax時 変形δ [mm]	付着強度 (鉄筋径) τ _{bue} [N/mm2]	付着強度 (孔径) τ _{bhe} [N/mm2]	※2 破壊 モード
MR-T	a	モルタル 孔壁処理	レンガ	B	40	300	82	182.7	3.12	10.3	4.9	YB
	b			B			71	187.1	1.96	11.1	5.3	YB
	c			A			59	173.0	1.75	9.6	4.5	YB
MM-T	a		目地	A			53	192.0	3.99	11.0	5.2	YB
	b			B			63	185.7	2.25	10.7	5.0	YB
	c			B			89	186.8	3.85	11.4	5.4	YB
MPR-T	a		レンガ	A			87	177.9	1.24	10.1	4.8	YB
	b			B			75	191.5	3.80	10.6	5.0	YB
	c			B			71	182.6	4.40	10.2	4.7	YB
MPRs-T	a			200		A	117	129.1	0.40	10.9	5.1	B
	b					B	102	80.5	0.28	6.7	3.2	B
	c					B	116	110.4	0.55	9.2	4.3	B
ra-T	a	2回穿孔 (接着系 樹脂による 漏止め)	レンガ	B	24	300	37	189.1	2.11	10.4	8.1	YB
	b			A			55	145.5	0.19	7.8	6.1	B
	c			A			57	192.0	2.55	10.6	8.3	YB
	d			B			76	194.1	3.67	10.4	8.0	YB
rh-T	a		25	B	140		205.1	7.58	11.1	8.3	YB	
	b			A	—		200.1	2.95	10.9	8.1	YU	
	c			B	—		200.1	2.03	10.8	8.0	YU	

※1 載荷方法 A：単調載荷，B：繰返し載荷

※2 破壊モード YB：降伏後付着破壊，YU：鉄筋降伏，B：付着破壊

$\tau_{bue} = P_{max} / (\psi \times L)$ ψ ：鉄筋周長 L ：有効埋込み長さ

$\tau_{bhe} = P_{max} / (DH \times \pi \times L)$ DH ：穿孔時孔径（ノギスで計測）

図 7.4 に加力装置を示す。実験は自己反力型とし、カプラーを介してジャッキにより引張力をアンカー筋に伝える方法とし、アンカー筋の拔出し変形を計測する。計測位置は、アンカー筋－煉瓦表面間 (δ_1) とアンカー筋－加力用鉄骨架台間 (δ_2) の 2 種類とした。なお、反力位置は離れており、アンカー筋近傍の煉瓦表面は拘束していない。図 7.5 に示すように加力サイクルは、同一条件の試験体 3 体に対して一方向単調載荷および一方向繰返し載荷を実施した。加力は、鉄筋の引張強度の荷重 (210kN) と同等となった時点で終了している。

A) 一方向単調載荷により耐力を確認する。(1 体)

B) 耐力の 2/3 を短期許容耐力と設定し、載荷－除荷を 3 回繰り返した後、破壊荷重を確認する。または、降伏が確認された場合には規格降伏点 490N/mm² までの載荷－除荷を 3 回繰返し後、破壊荷重を確認する。(2 体)

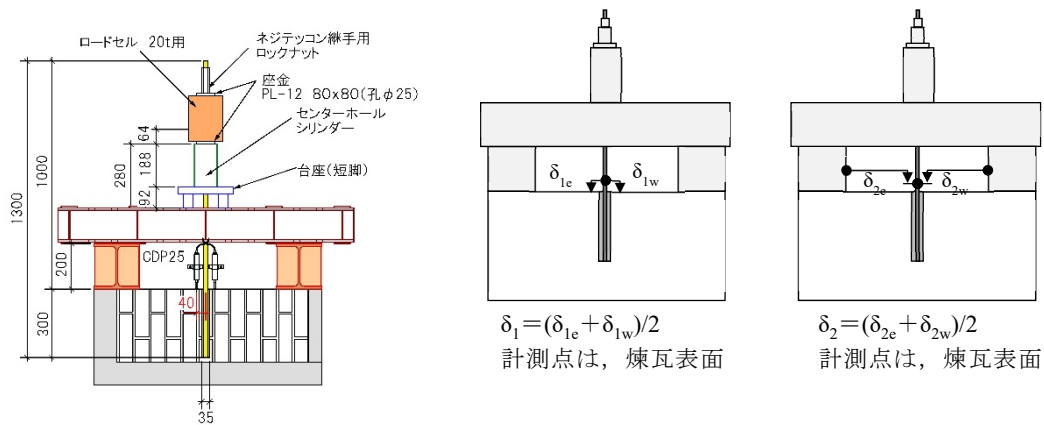


図 7.4 加力装置図と拔出し変形計測位置

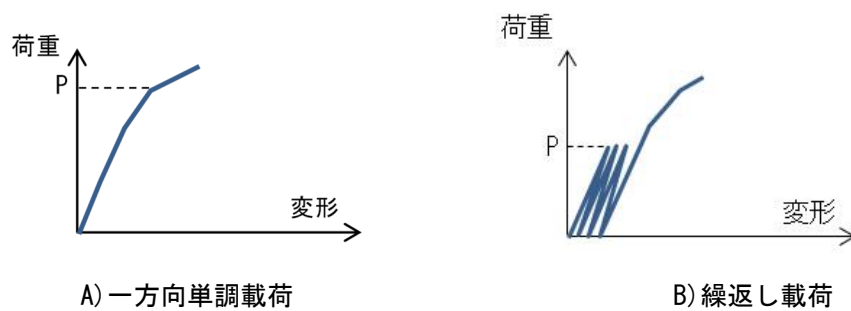


図 7.5 載荷荷重

(3) - 2 実験結果

表 7.3 に引張実験の結果一覧を示す。破壊モードは、YB（降伏後付着破壊）、YU（鉄筋降伏）、B（付着破壊）を示した。

【破壊性状】

写真 7.1 および写真 7.2 に破壊性状を示す。

- ・破壊性状は、上部に薄いコーン状破壊を伴う付着破壊である。
- ・煉瓦の目地が大きくずれることはなく、煉瓦と目地が一体化している破壊性状を示した。
- ・破壊モードは、大部分が鉄筋の降伏後に上部にコーン状破壊を伴う付着破壊であった。
- ・付着破壊面は、ほぼ全ての試験体で「鉄筋－グラウト間」または「鉄筋－接着剤間」との界面であった。

【耐力・変形】

図 7.6 に荷重-変位関係を示す。

- ・付着強度は、アンカー施工位置、定着長さで大きな差異は見られず、平均付着強度は

10N/mm²程度であった。

- ・荷重変形関係は、鉄筋の降伏により変形が増大している。定着部の上部にコーン状破壊が生じるため、 $\delta 1$ よりも $\delta 2$ の変形が多い結果であった。



写真 7.1 破壊性状（グラウト充填タイプ：MR-Ta）

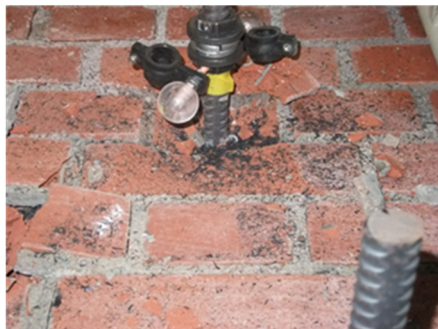
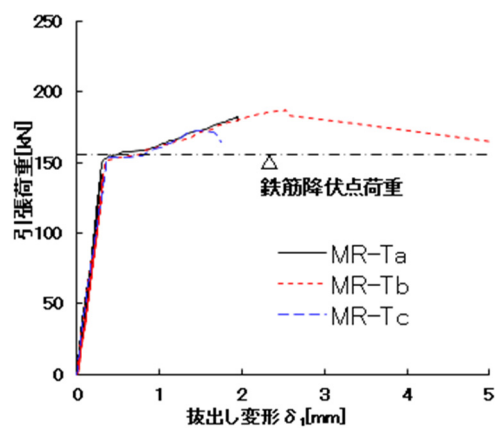
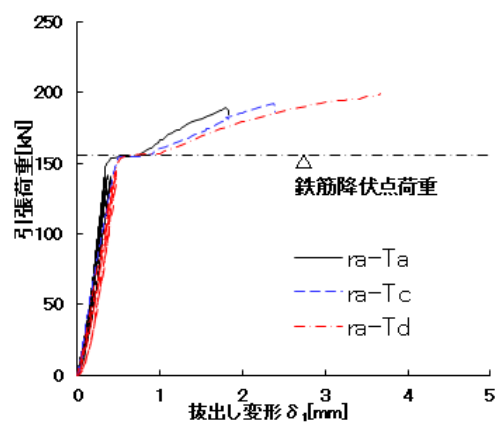


写真 7.2 破壊性状（樹脂注入タイプ：ra-Ta）



グラウト充填タイプ（MR）



樹脂注入タイプ（ra）

図 7.6 荷重—変位関係

これらの結果から、本実験のあと施工アンカーは試験体の目地が密実であるため普通強度のコンクリートに施工された場合と同様な破壊性状・付着強度⁸⁾であったといえる。

また、施工方法（使用材料）等による大きな差は今回の実験では見られなかった。なお、

ra-Tb 及び MPRs-Tb は、既に実施した試験体による母材破壊の影響を受けて低い耐力となっていた。

(4) セン断実験

(4) - 1 実験概要

煉瓦試験体は引張実験と同様、普通れんがをイギリス積とした試験体である。試験体条件を表 7.4 に示す。施工方法（使用材料：モルタル孔壁処理、接着系あと施工アンカー）、アンカー施工位置（煉瓦、目地）をパラメータとした計 9 体を計画した。なお、鋼材破壊させないため、セン断実験でのアンカー定着長さは一律 300mm (15*d*) とする。

図 7.7 に加力装置を示す。実験は自己反力型とし、加力用プレートを介してジャッキによりセン断力をアンカー筋に伝える方法とした。変位計測は、プレートに 2 本の変位計をあてて計測し、計測された変位の平均をずれ変位とした。加力サイクルは引張実験と同様、同一条件の試験体 3 体に対して、一方向単調載荷 (1 体) 及び繰返し載荷 (2 体) を実施した。

A) 一方向単調載荷により耐力を確認する。

ずれ変形が正負載荷で 20mm に到達、または、鉄筋が破断するまで載荷する。(1 体)

B) 変位制御の正負交番の漸増載荷を行う。

目標ずれ変形は、2mm(3 回), 4mm(3 回), 6mm(3 回), 10mm, 20mm とし、ずれ変形が正負載荷で 20mm に到達、または、鉄筋が破断するまで載荷する。(2 体)

表 7.4 試験体条件と結果一覧表（セン断）

試験体名		施工方法	アンカー孔 中心位置	設計 穿孔径 mm	※1 載荷 方法	実験結果				
						最大耐力				※2 破壊 モード
						正載荷		負載荷		
						Pmax [kN]	変形 δ [mm]	Pmax [kN]	変形 δ [mm]	
MR-S	a	モルタル 孔壁処理	煉瓦	40	A	122.2	20.22	－	－	CB
	b				B	140.7	20.01	－82.8	－18.13	CB
	c				B	105.7	20.01	－100.1	－20.04	CB
MM-S	a		目地		A	127.5	20.01	－	－	CB
	b				B	124.0	20.01	－92.9	－18.91	CB
	c				B	101.8	20.03	－101.2	－18.81	CB→SU
ra-S	a	2回穿孔 (接着系樹脂に よる漏止め)	煉瓦	24	B	107.1	20.02	－66.5	－20.06	CB
	b				A	104.6	19.94	－	－	CB
	c				B	102.2	20.02	－96.7	－20.02	CB
	d				B	129.9	20.07	－89.8	－20.02	CB

※1 載荷方法 A: 単調載荷, B: 繰返し載荷

※2 破壊モード CB: 支圧破壊, SU: 鋼材破断

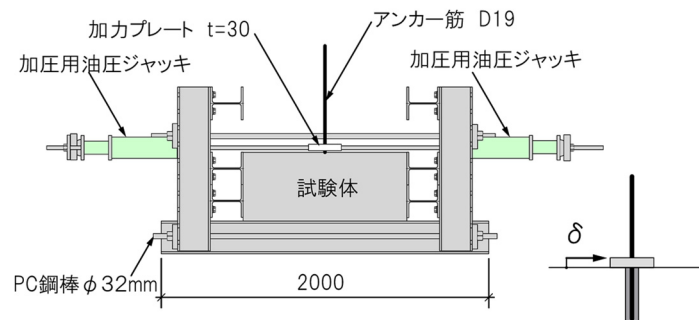


図 7.7 加力装置図と変位計測位置

(4) - 2 実験結果

表 7.4 にせん断実験の結果一覧を示す。破壊モードは CB (支圧破壊)、SU (鋼材破断) を示した。なお、ra-Sa は、既に行った試験体による母材破壊の影響を受けて耐力が小さくなっている。

【破壊性状】

写真 7.3 および写真 7.4 に破壊性状を示す。

- ・破壊性状は全体的にばらつきがあるものの、試験体要因による大きな差はなく、煉瓦の支圧破壊が認められた。
- ・目地部に施工した場合においても、目地の支圧破壊と共に煉瓦の支圧破壊が生じた。
- ・モルタル詰めタイプの様に、穿孔径が大きい場合もモルタル・グラウトの支圧と共に煉瓦の支圧破壊が生じた。
- ・MM-Sc(モルタル詰め・目地部施工)の 1 本のみで鋼材の破断が認められた。
- ・ダボ抵抗は埋め込み深さの浅い位置で生じており、普通コンクリート⁸⁾での抵抗と大きく異ならないと推測される。

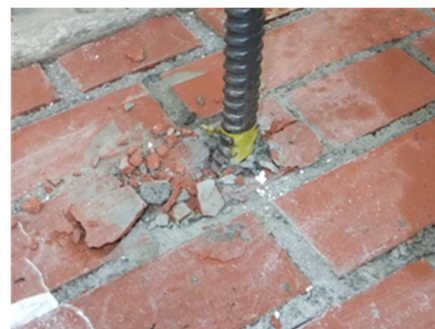


写真 7.3 破壊性状 (グラウト充填タイプ : MR-Sc)



写真 7.4 破壊性状(樹脂充填タイプ : ra-Sc)

【耐力・変形】

図 7.8 および図 7.9 に荷重－変位関係を示す。全体にばらつきは若干あるものの大きな差異は認められず、煉瓦の支圧破壊により耐力が決定されている。

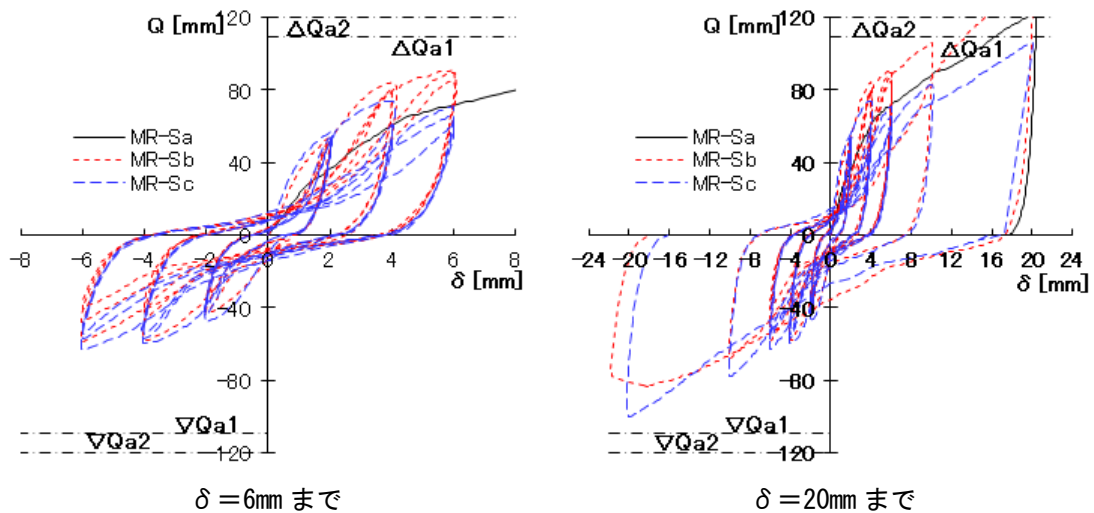


図 7.8 グラウト充填タイプ (MR)

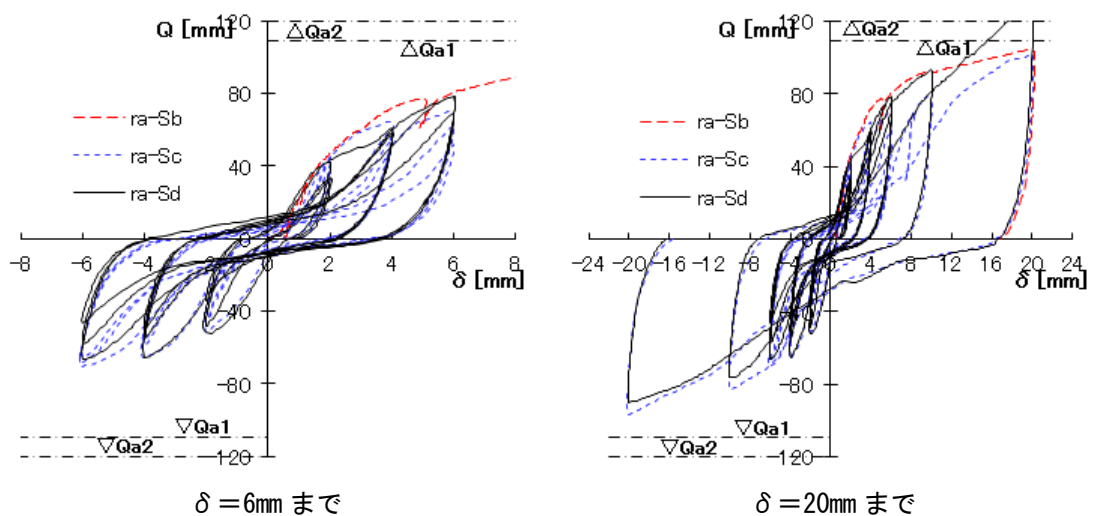


図 7.9 樹脂充填タイプ (ra)

- ・ 施工方法（穿孔径，使用充填剤・接着剤など）の要因による大きな差異は認められない。
- ・ 煉瓦部への施工と目地部への施工の比較では、特に剛性・耐力の差異は生じていない。
- ・ 単調载荷と繰り返し载荷で大きな差異は認められない。
- ・ 耐力計算値には、ずれ変形が約 15mm～20mm 時に至っている。

引張およびせん断実験の結果から、本実験でのあと施工アンカーは、普通コンクリートに施工した場合とほぼ同様な特性が得られた。

7.4.3 基礎実験 2（煉瓦要素実験）

（１）実験概要

煉瓦造建築物に対するあと施工アンカーの定着性能について、7.4.2 項では強度が高い煉瓦と目地で製作した試験体を用い、あと施工アンカーの構造性能を確認したが、既存煉瓦造建築物では、100 年余り経過した煉瓦（以降、「古煉瓦」と称す）である。

第 2 章において煉瓦の技術史に触れているが、当時製造された煉瓦は規格化されておらず、強度や性能にかなりばらつきがある材料である。そこで、古煉瓦を含む煉瓦体の強度が、あと施工アンカーの構造性能（引張およびせん断）に及ぼす影響を把握することを目的とした実験を行い、その構造性能を確認する。実験の要因と水準を以下に示す。

■実験の要因と水準

要 因	水準	
試 験	引張試験（付着）、せん断試験	
接着剤	エポキシアクリレート系（EA）	旭化成製：EA-500
煉瓦種類	普通煉瓦、古煉瓦 A、コンクリート	
煉瓦状態	乾燥状態	
施工方法	従来工法	

（２）試験体概要

（２）－ 1 試験体

本実験は、引張力およびせん断力に対する構造性能を把握することを目的とした。実験の要因はあと施工アンカーが固着される母材とし、普通煉瓦、古煉瓦および比較用のため普通コンクリートの 3 種類とした。表 7.5 に試験体要因一覧、図 7.10 に試験体形状図を示す。

試験体は、図 7.10 に示すように引張およびせん断試験共に、鋼管に拘束された形状であり、1 個（約 210mm×100mm×60mm の形状）の煉瓦体を配置した後に鋼管との空間にコンクリートを打設して製作する。試験体の製作は同一要因で 5 体とした。

表 7.5 試験体要因一覧

加力	母材	アンカー筋	定着長さ	試験体数
引張	普通コンクリート	D19 SD490 (ねじ節)	7d (133mm)	n=5
	普通煉瓦			n=5
	古煉瓦			n=5
せん断	普通コンクリート			n=5
	普通煉瓦			n=5
	古煉瓦			n=5

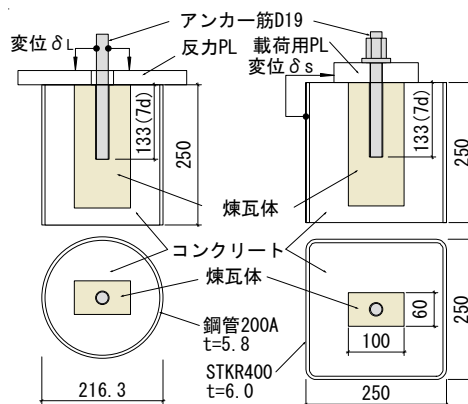


図 7.10 試験体形状図（単位：mm）

使用した煉瓦体は、普通煉瓦は JIS R 1250 の 4 種に適合するもの、古煉瓦は 1910 年代に福島県内で竣工した建築物に使用されていた煉瓦を用いた。なお以下に示す煉瓦体の圧縮強度は、 $50 \times 60 \times$ 高さ 100mm の直方体を作成して試験した結果である。

使用材料と材料試験結果を以下に示す。

- 煉瓦単体 : 普通れんが (JIS R 1250 4 種)
 圧縮試験体 $50 \times 60 \times 100\text{mm}$ (長手面圧縮)
 圧縮強度 57.3N/mm^2 、ヤング率 $1.58 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
- 古煉瓦単体 : れんが (低強度、既存建物使用)
 圧縮試験体 $50 \times 60 \times 100\text{mm}$ (長手面圧縮)
 圧縮強度 35.5N/mm^2 、ヤング率 $1.42 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
- 普通コンクリート : Fc27
 圧縮強度 27.4N/mm^2 、ヤング率 $2.87 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
- アンカー筋 : D19 (SD490) ねじ節鉄筋
 降伏点強度 533N/mm^2

(2) - 2 あと施工アンカーの施工方法

アンカー筋 D19(ねじ節筋、SD490)の有効埋め込み長さ l_e は、 133mm ($=7d$, d : アンカー筋呼び径) とした。穿孔径は $\phi 24\text{mm}$ とし、あと施工アンカーは接着系 (注入方式・カートリッジタイプ)、樹脂はエポキシアクリレート系を用いた。なお、あと施工アンカーの施工は、母材製作 (コンクリート打設) の約 3 週間後に実施した。

(3) 引張実験

(3) - 1 実験概要

加力は自己反力型とする。図 7.11 に示すように、引張実験は反力プレートを設置してアンカー筋に引張力を与える。同一条件の試験体 5 体(5 本)すべて一方向単調荷重により実施し、付着破壊が生じない場合、または鉄筋の引張強度と同等の荷重 (210kN) となった時点で終了した。変位は、荷重側の変位 δ_L ($= \delta_{L1} + \delta_{L2}$) を計測した。

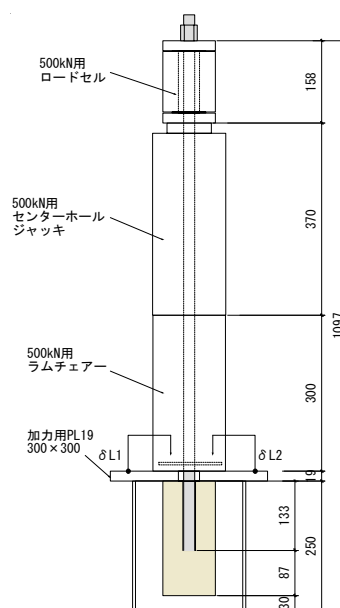


図 7.11 引張試験体加力装置図

(3) - 2 実験結果

表 7.6 に引張実験結果一覧、写真 7.5 に実験後のアンカー筋状況、図 7.12 に付着応力度 τ_{bs} - 載荷端変位 δ_L 関係を示す。

コンクリートに定着した試験体の荷重 - 変形関係は、弾性的な挙動であり変形 0.5mm 時前後で付着破壊により荷重低下している。その破壊は、鉄筋と接着材間で付着破壊に至っており、アンカーは良好な付着性状を示している。

一方、煉瓦体に定着した試験体は、普通煉瓦・古煉瓦共に非常に小さい荷重(付着応力度)で抜け出しが発生している。このとき、付着破壊面は接着剤と煉瓦間であり、穿孔底の接着剤もアンカー筋に付着している状況であり、孔壁表面での付着を阻害する事象が生じたということが推測される。

表 7.6 引張実験結果一覧

母材種類 (圧縮強度 [N/mm ²])	最大耐力		付着強度 τ_{bsu} [N/mm ²]	付着破壊面
	荷重 [kN]	変位 [mm]		
コンクリート (24.7)	123.2	3.12	15.4	鉄筋 - 樹脂間
	134.2	0.65	16.8	
	134.0	0.71	16.8	
	125.2	0.98	15.7	
	131.8	0.72	16.5	
普通煉瓦 (57.3)	46.5	20.86	5.8	樹脂 - 煉瓦間
	35.0	20.14	4.4	
	45.0	17.60	5.6	
	33.0	17.65	4.1	
	40.0	16.02	5.0	
古煉瓦 (35.5)	11.8	29.60	1.5	樹脂 - 煉瓦間
	49.0	18.02	6.1	
	77.7	21.38	9.7	
	25.2	18.83	3.2	
	57.7	19.91	7.2	



コンクリート試験体

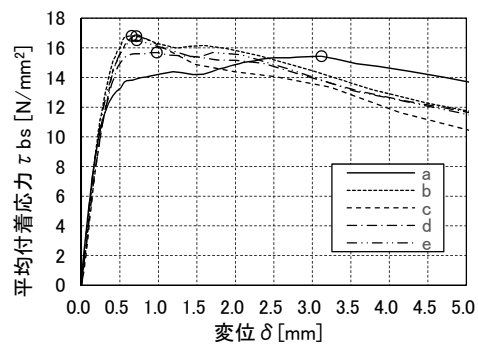


普通煉瓦試験体

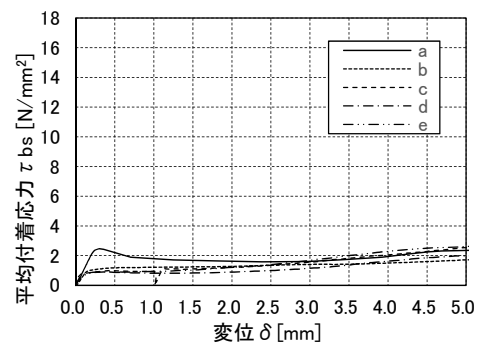


古煉瓦試験体

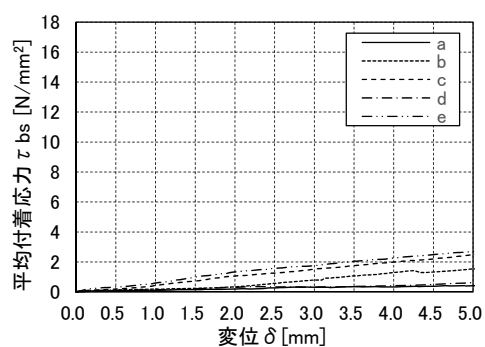
写真 7.5 実験後アンカー筋状況



普通コンクリート



普通煉瓦



古煉瓦

図 7.12 付着応力度 τ_{bs} —載荷端変位 δ 関係

(4) セン断実験

(4) - 1 実験概要

加力は自己反力型とする。図 7.13 に示すように、せん断実験はアンカー筋に取付けたプレートを通じてせん断力を与えた。

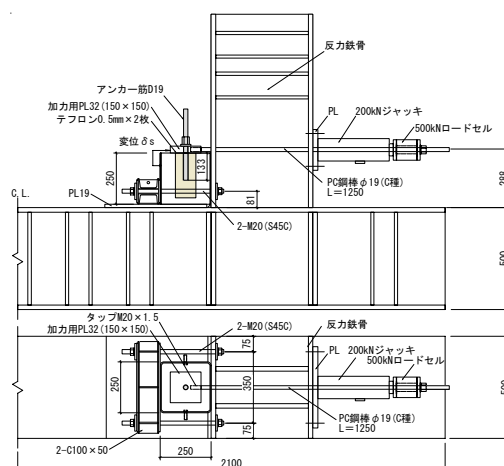


図 7.13 セン断実験加力装置図

同一条件の試験体 5 体(5 本)に対して、一方向単調載荷(2 本)および一方向繰返し載荷(3 本)を実施した。変位計測は、ずれ変位 δ_s を計測した。載荷条件は以下とした。

A) 一方向単調載荷により耐力を確認する。

ずれ変形が正負載荷で 20mm に到達、または、鉄筋が破断するまで載荷する。

B) 変位制御の正負交番の漸増載荷を行う。

目標ずれ変形は、1mm(3 回)、2mm(3 回)、4mm(3 回)、6mm(3 回)、10mm、20mm とし、ずれ変形が正負載荷で 20mm に到達、または、鉄筋が破断するまで載荷する。

(4) - 2 セン断実験結果

表 7.7 にせん断実験結果一覧を、図 7.14 にせん断力 Q - ずれ変位 δ_s 関係、写真 7.6 に破壊状況写真を示す。

図 7.14 に示すように、コンクリートに定着した試験体はアンカー筋の局部降伏により剛性が低下しており、繰返し載荷による荷重低下は生じていない。一方、普通煉瓦試験体は、局部降伏前後でアンカー筋が拔出す性状(写真 7.6)が認められ、 $\delta_s=10\text{mm}$ 前後に耐力低下している(試験体 a)。さらに一方向繰返し載荷の試験体(試験体 b)は、繰返し荷重によってアンカー筋の拔出し挙動がより顕著となり、剛性低下の著しい結果であった。この様にせん断実験においても低い付着性能においては十分に性能が確保されないといえる。なお普通煉瓦の残りの試験体および古煉瓦試験体は、アンカーの付着性能が低いことから載荷を中止し、以降の実験に用いることとした。

表 7.7 セン断実験結果一覧

試験体名	母材種類 ・ 圧縮強度	1mm時	2mm時	10mm時	最大耐力		破壊 モード
		荷重Q [kN]	荷重Q [kN]	荷重Q [kN]	荷重Q [kN]	変位 δ [mm]	
CQ-a	コンク リート 24.7 (N/mm ²)	20.2	33.3	85.0	103.7	28.77	支圧
CQ-b		36.8	54.5	87.8	105.8	25.99	
CQ-c		38.2	59.0	97.8	116.5	19.45	
CQ-a		32.3	48.3	92.3	107.3	15.44	
CQ-a		32.3	53.5	96.3	109.0	15.78	
NBQ-a	普通煉瓦 57.3 (N/mm ²)	36.8	55.2	84.0	85.2	10.95	支圧・拔出し
NBQ-b		37.0	55.3	67.5	86.2	29.22	

写真 7. 7 穿孔後孔壁状況
(a) 普通煉瓦湿潤状態
(b) 普通煉瓦乾燥状態 (7. 4 節の実験)

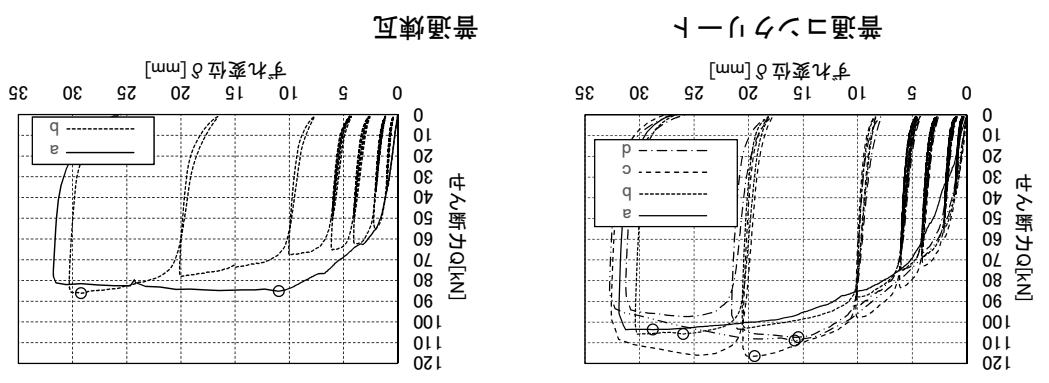


(5) 結果の考察
写真 7. 7 は穿孔終了後の孔壁面状況である。(b)は 7. 4 節の普通煉瓦で湿潤でない(気乾)状況で、孔壁には切粉などの付着が見られない。一方、(a)は本実験の状況であり、コンクリート打設時の水分を煉瓦が吸収し湿潤状態での穿孔となったため、穿孔後に切粉が強く孔壁に付着している。そのため、通常の清掃方法では切粉が除去できず付着性能が確保できていないと推測される。

写真 7. 6 セン断実験破壊状況



図 7. 14 セン断 Q-すれ変位 δ s 関係



7.5 基礎実験のまとめ

7.5.1 基礎実験 1（煉瓦壁実験）

JIS 煉瓦とセメント目地（強度の高い煉瓦と目地）による煉瓦壁試験体に施工したアンカーの引張およびせん断試験を行い、構造性能を確認した。その結果、普通コンクリートに施工した場合と同様な破壊モード、耐力・剛性を示した。

（1）引張実験

- ・破壊状況は上部にコーン状破壊を伴う付着破壊となり、煉瓦と目地とが一体化している破壊性状であった。
- ・破壊モードは、埋め込み長さが通常よりもやや長い（ $10d \sim 15d$ 程度）条件のため、上部に薄いコーン状破壊を伴う付着破壊であった。
- ・付着破壊面は、ほぼすべての試験体で鉄筋とグラウト又は接着材との界面であり、付着強度は概ね 10N/mm^2 程度であった。

（2）せん断実験

- ・全体的にばらつきはあるものの、要因に関わらず煉瓦の支圧破壊により剛性・耐力が決定される性状を示した。
- ・単調載荷と繰返し載荷で大きな差異は認められなかった。

7.5.2 基礎実験 2（煉瓦要素実験）

（1）引張実験

- ・煉瓦体に定着した試験体は、普通煉瓦・古煉瓦共に非常に小さい荷重(付着応力度)で抜け出しが発生した。
- ・付着破壊面は接着剤と煉瓦間であり、穿孔底の接着剤もアンカー筋に付着している状況であり、孔壁表面での付着を阻害する事象が生じたと推測される

（2）せん断実験

- ・普通煉瓦試験体は、局部降伏前後でアンカー筋が拔出し、その後、 $\delta s=10\text{mm}$ 前後に耐力低下している（試験体 a）。
- ・一方向繰返し載荷の試験体（試験体 b）は、繰返し荷重によってアンカー筋の拔出し挙動がより顕著となり、剛性低下の著しい結果となった。

この様に、引張およびせん断実験において、低い付着性能を示しており、十分に性能が確保されていないといえる。アンカーの付着性能が低いことから、残りの試験体の載荷を中止し、阻害要因について検証した。

付着阻害要因として、煉瓦試験体は、煉瓦の周囲にコンクリートを打設しているため、コンクリートの水分を煉瓦が吸水し、湿潤状態になっていたと考えられる。

煉瓦造に対するあと施工アンカーは、古煉瓦および JIS 煉瓦ともに湿潤の条件下では付着性能が確保できない場合があることを把握した。穿孔後の孔壁状態を確認すると、湿潤状態

の煉瓦では、孔壁に切粉が強固に付着している状態であった。通常の清掃方法では切粉が除去できず、そのため付着性能が確保できていないと推測される。

7.6 改良方法の検証

7.6.1 工法改良の検証

7.4.4 項において、古煉瓦および湿潤状態の煉瓦へあと施工アンカーを施工した場合には、穿孔した孔壁に煉瓦の切粉が強固に付着したことにより、構造性能（引張およびせん断）が十分に発揮されない結果となった。

ここでは、古煉瓦や湿潤状態の煉瓦においても、構造性能が確保できるあと施工アンカー工法を確立することを目的とし、穿孔後の清掃方法と注入樹脂の種類を検討し、引張およびせん断性能を検証する実験を行うものとした。実験の要因と水準を以下に示す。

■実験の要因と水準

要 因	水準	
試 験	引張試験（付着）、せん断試験	
接着剤	エポキシ系（E）	旭化成製：EX-350
	エポキシアクリレート系（EA-1）	旭化成製：EX-500
	エポキシアクリレート系（EA-2）	fischer製：FISV-360s
	セメント系（C）	サンコーテクノ製：SE-500
煉瓦種類	普通煉瓦、古煉瓦A、古煉瓦B、古煉瓦A（再施工）	
煉瓦状態	乾燥状態、湿潤状態	
施工方法	従来工法、新工法	

7.6.2 清掃方法の検証

あと施工アンカーの付着性能の改善を図ることを目的とし、穿孔された孔壁に付着した切粉の清掃方法について検証する。

一般的に、孔壁の清掃は、市販のナイロン製ブラシを使用し、手動で上下する方法（従来工法）である。この方法では煉瓦の切粉が孔壁に付着し、また、孔底には掻き落とした切粉がブラシによって押し込まれてしまうことが明らかとなった。

提案する新工法は、通常のナイロンブラシとは逆巻きに製作したワイヤーブラシを用いて、電動インパクトドリルで回転させて清掃する方法である。これにより孔底の切粉の排出も良好であることが確認できた。

写真 7.8 は、検証試験体を清掃した後に試験体を割裂した孔壁の状況である。従来工法は孔壁に切粉が残る状況が確認できたが、新工法では切粉が除去され、孔壁に粗面が形成されていることが確認できた。



在来工法



新工法

写真 7.8 ブラシの違いによる清掃状況

7.6.3 性能検証実験（引張試験）

（１）実験概要

清掃方法の改善と注入樹脂の性能を検証するため、引張実験を実施した。表 7.8 に試験体要因を、表 7.9 に使用した材料試験結果を示す。

（２）試験体概要

試験体を図 7.15 に示す。鋼管に拘束された形状で、試験体は煉瓦 1 個（210×100×60mm の形状）を角型鋼管の中心に配置した後に、鋼管との空間には無収縮グラウトを充填して製し、鋼管で拘束された形状である。使用した使用材料を以下に示す。

普通煉瓦：普通れんが（JIS R 1250 4 種）

古煉瓦 A：福島県内で 1910 年代に竣工した建物で使用されていたもの

古煉瓦 B：東京都内で 1910～1920 年代に竣工した建物で使用されていたもの

アンカー筋：D19（SD490）ねじ節鉄筋

降伏点強度 531N/mm²

表 7.8 試験体要因及び結果一覧

No	接着剤 種類 ^{※1}	清掃 工法	母材種類	a				b				c			
				最大耐力		付着強度 τ_{bsu} [N/mm ²]	破壊 モード	最大耐力		付着強度 τ_{bsu} [N/mm ²]	破壊 モード	最大耐力		付着強度 τ_{bsu} [N/mm ²]	破壊 モード
				荷重 P_{max} [kN]	変位 δ [mm]			荷重 P_{max} [kN]	変位 δ [mm]			荷重 P_{max} [kN]	変位 δ [mm]		
T1	EP	従来	普通煉瓦	122.11	0.55	21.0	付着	114.55	0.66	19.7	付着	126.58	0.76	21.7	付着
T2		新	普通煉瓦	160.48	1.61	26.9	鋼材	142.32	1.00	24.8	付着	160.98	1.71	27.6	鋼材
T3		新	古煉瓦 A	149.30	1.03	25.0	付着	151.39	0.70	25.3	付着	117.26	0.48	20.0	付着
T4		新	古煉瓦 A ^{※2}	151.09	0.95	17.6	鋼材	142.51	0.56	16.8	付着	156.08	1.28	18.5	鋼材
T5		新	古煉瓦 B	64.40	0.40	10.4	付着	56.70	0.40	9.5	付着	62.00	0.40	10.0	付着
T6	C	新	古煉瓦 A	147.90	0.77	25.1	付着	106.18	0.50	17.8	付着	142.01	0.49	25.0	付着
T7		新	古煉瓦 B	49.30	2.70	8.6	付着	65.10	13.30	11.1	付着	54.20	0.50	9.3	付着
T8	EA-1	従来	普通煉瓦	15.21	15.48	2.6	付着	25.56	1.30	4.3	付着	14.80	4.50	3.9	付着
T9		新	古煉瓦 B	14.10	13.90	2.3	付着	38.30	6.50	6.2	付着	14.10	13.90	2.4	付着
T10	EA-2	従来	普通煉瓦	34.83	9.53	5.9	付着	28.54	6.75	4.8	付着	42.21	19.22	7.2	付着

※1 EP：エポキシ系 EA：エポキシアクリレート系 C：セメント系

穿孔径 $\phi 24$ ：エポキシ系，エポキシアクリレート系 穿孔径 $\phi 25$ ：セメント系

※2 実験時に使用しなかった試験体のアンカーを撤去し、再施工した試験体

（有効埋込長さ l_e は $7da=133$ mm）

$$\tau_{bsu} = P_{max} / (l_e \cdot \psi) \quad P_{ma} : \text{最大荷重}$$

l_e ：有効埋込み長さ

ψ ：アンカー筋周長(60mm²)

表 7.9 材料試験

煉瓦種類	圧縮強度 [N/mm ²]	ヤング率 [N/mm ²]	吸水率 [%]
普通煉瓦	48.3	1.7×10^4	9.2
古煉瓦 A	35.5	1.4×10^4	13.1
古煉瓦 B	26.2	1.0×10^4	17.9

試験片寸法：断面50mm×60mm×100mm（高さ）

吸水率：煉瓦体を50℃の乾燥機で1週間乾燥した後、水中に1日浸漬して表乾状態にして計測した重量から求めた。

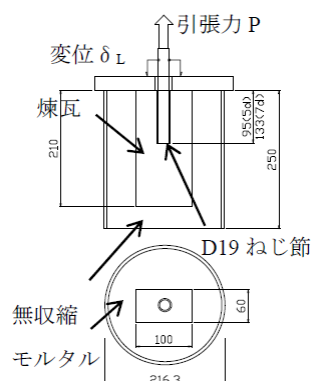


図 7.15 試験体

（3）引張実験

使用したアンカー筋の有効埋込み長さ l_e は 95 mm ($=5d$, d : アンカー筋呼び径) とする。このとき No.T4 は再施工により有効埋込み長さを 133 mm ($=7d$) とした。

試験要因は、接着剤種類、清掃方法および母材（煉瓦）種類とし、要因を組み合わせで計 10 種類（同一要因で 3 体）設定した。なお、アンカー施工時の煉瓦は湿潤状態になるように煉瓦体を 3 日間水に浸漬させた後に試験体を作成した。その後、グラウト硬化から施工まで更に水に浸漬させて養生した。

あと施工アンカーは接着系・注入方式・カートリッジタイプとし、樹脂はエポキシ系 (EP)、エポキシアクリレート系 2 種類 (EA-1、EA-2)、セメント系 (C) の 4 種類とした。

清掃方法は、従来工法と新工法の 2 種類を比較することとした。

同一条件の試験体 3 体すべて一方向単調載荷により実施し、付着破壊が生じない場合は、鉄筋の規格降伏点強度 (150kN) を超えた時点で終了（鋼材破断）とした。

図 7.16 に試験装置概念図を示す。載荷試験は自己反力型とし、引張実験は反力プレートを設置してアンカー筋に引張力を与えた。

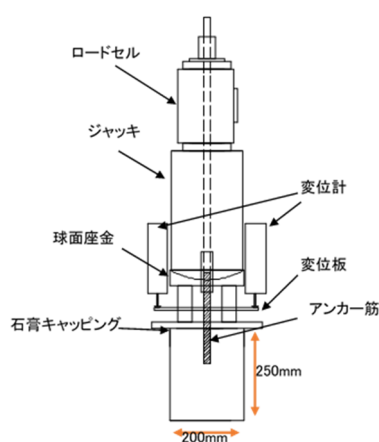


図 7.16 引張試験装置概念図

(4) 実験結果

表 7.8 に引張試験結果一覧、写真 7.9 は引張性能試験でのアンカー筋破壊状況を示す。

【破壊性状】

- ・エポキシアクリレート系 (EA-1) では、樹脂の周囲に煉瓦孔壁が付着していない。一方、エポキシ系 (EP) では、抜け出した樹脂の周囲に堅固に煉瓦孔壁が付着している。

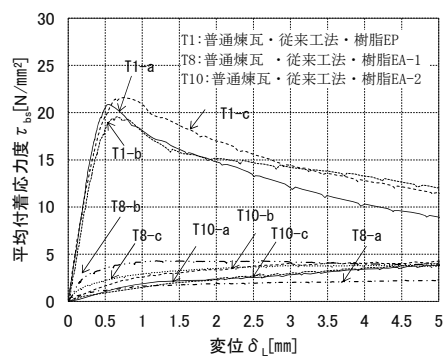


写真 7.9 アンカー筋破壊状況

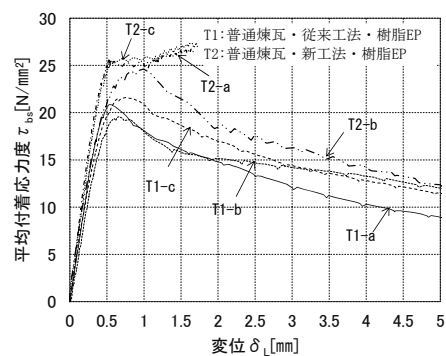
【耐力・変形】

図 7.17 は各要因を比較した付着応力度－変形関係を示す。

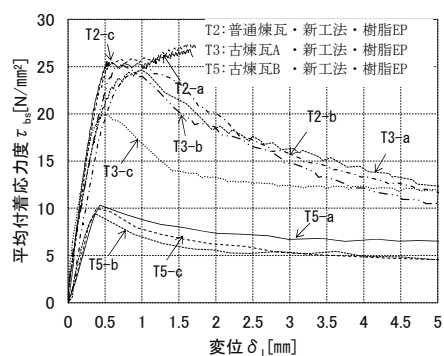
- ・図 7.17 (a) は樹脂の違いを示しており、エポキシ系とエポキシアクリレート系を比較する。普通煉瓦へ従来工法で施工した場合には、エポキシアクリレート系 (T8) は小さな付着応力度で抜出している。一方、エポキシ系 (T1) は付着強度が高く、樹脂の種類で性能が大きく異なる。
- ・図 7.17 (b) はエポキシ系樹脂を使用して清掃方法の違いを示す。新工法 (T2) は、従来工法 (T1) に比べて付着応力度 1.2 以上向上し、アンカー筋の降伏が認められる。そのため、安定的な付着性能の確保には清掃が重要であるといえる。
- ・図 7.17 (c) はエポキシ系樹脂を使用して新工法で施工した場合の煉瓦種類の差異を示す。付着強度は煉瓦強度と比例し、普通煉瓦 (T2) ≒ 古煉瓦 A (T3) ≒ 古煉瓦 B (T5) であった。このとき、弱い強度の煉瓦に対しても上記の樹脂・清掃方法の組み合わせで施工することで、付着性能が確保されていることを確認した。
- ・図 7.17 (d) は接着剤にセメント系を使用し新工法で施工した場合の煉瓦種類による差異を示す。セメント系の付着強度は、強度の低い古煉瓦 B (T7) で $8.6 \sim 11.1 \text{ N/mm}^2$ であり、エポキシ系より若干強度低下する結果である。
- ・図 7.17 (e) は再施工した場合を示しており、付着強度は $16.8 \sim 18.5 \text{ N/mm}^2$ 程度得られており、アンカー筋の降伏も認められ、十分に性能が確保されている。



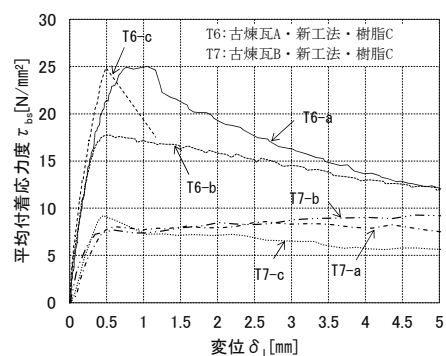
(a) 樹脂の種類による違い



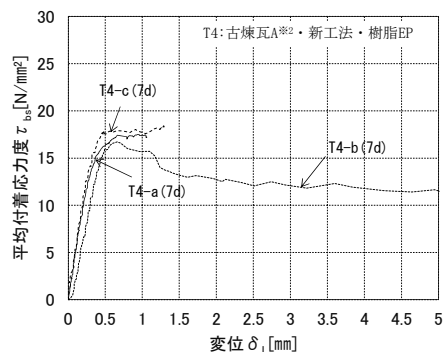
(b) 清掃方法による違い



(c) 煉瓦の種類による違い



(d) セメント系煉瓦による違い



(e) 再施工試験体

図 7.17 付着応力度 τ_{ba} —載荷端変位 δ_L 関係

7.6.4 性能検証実験（せん断試験）

(1) 実験概要

せん断実験を実施した。表 7.10 に試験体要因を示す。使用材料は引張試験と同様の材料を使用している。

(2) 試験体概要

試験体を図 7.18 に示す。鋼管に拘束された形状で、試験体は、煉瓦 1 個（210×100×60mm の形状）を角型鋼管の中心に配置した後に鋼管との空間に無収縮グラウトを充填し

て製作しており、鋼管で拘束された形状である。使用した煉瓦体は引張試験と同様である。

(3) セン断実験

使用したアンカー筋の有効埋込長さ l_e は 133 mm ($=7d, d$: アンカー筋呼び径) とした。

試験要因は、煉瓦種類、煉瓦の状態（乾燥・湿潤）、接着剤樹脂として要因を組み合わせで 5 種類とし、試験体は同一要因で 3 体設定した。なお、アンカー施工時の煉瓦は湿潤状態になるように煉瓦体を 3 日間水に浸漬させた後に試験体を作成した。その後、グラウト硬化から施工まで更に水に浸漬させて養生した。

あと施工アンカーは接着系（注入方式・カートリッジタイプ）とし、樹脂はエポキシ系（EP）、セメント系（C）の 2 種類とした。清掃方法は、従来工法と新工法の 2 種類を設定して比較することとした。

図 7.19 に試験装置概念図を示す。載荷試験は、自己反力型とし、アンカー筋に加力用鋼板を介し、鋼板と試験体の間には 2mm のテフロンシートを挟み、一方向載荷でせん断力を与えた。

表 7.10 試験体要因及び結果一覧

No.	煉瓦種類	煉瓦の状態	接着剤種類	穿孔径D (mm)	穿孔深さL (mm)	載荷方法	1mm時	2mm時	10mm時	最大		破壊モード
							荷重Q (kN)	荷重Q (kN)	荷重Q (kN)	荷重Q (kN)	変位(mm)	
S1	普通	乾燥	エポキシ系(E)	24	135.3	単調	24.35	32.73	84.63	111.1	11.39	支圧破壊
					137.6		43.85	64.43	103.41	85.0	10.13	
					136.1	繰返し	52.20	72.55	111.38	143.2	21.97	
S2		湿潤			単調	137.1	47.60	67.76	107.88	107.9	10.09	
						135.1	44.01	67.37	103.29	103.4	9.82	
					136.1	32.63	48.10	92.32	92.9	9.86		
S3	古A	湿潤			134.9	49.30	69.56	106.48	123.7	13.85		
					132.5	50.49	68.16	93.51	111.9	14.70		
					132.5	26.64	36.92	84.13	101.8	15.64		
S4	古A'	湿潤			137.9	28.64	35.62	75.04	82.2	14.36		
					139.5	21.95	34.33	79.54	95.5	14.42		
					138.6	23.25	33.13	81.73	106.9	14.37		
S5	普通	湿潤	セメント系(C)	25	141.8	29.24	37.72	86.72	104.6	14.95		
					141.9	22.95	26.84	70.15	85.6	14.02		
					141.7	23.05	31.83	71.65	87.3	15.08		

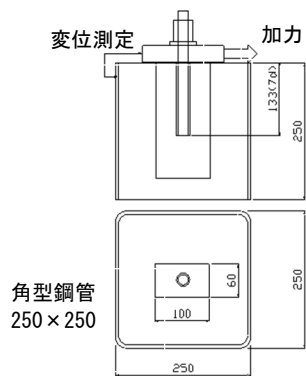


図 7.18 試験体形状

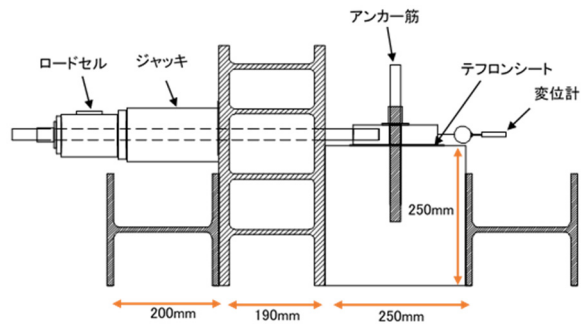


図 7.19 せん断試験装置概念図

(4) 実験結果

表 7.10 にせん断試験結果一覧、写真 7.10 はせん断性能試験でのアンカー筋破壊状況を示す。

【破壊性状】

- ・破壊モードは、全試験体でアンカー筋による煉瓦母材の支圧破壊を示した。

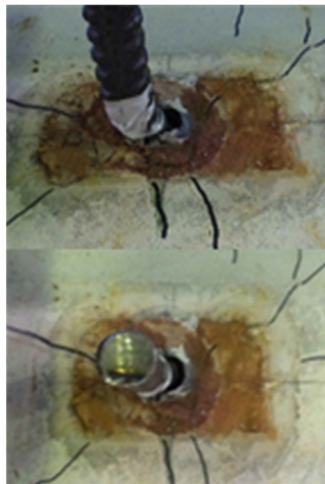


写真 7.10 破壊状況

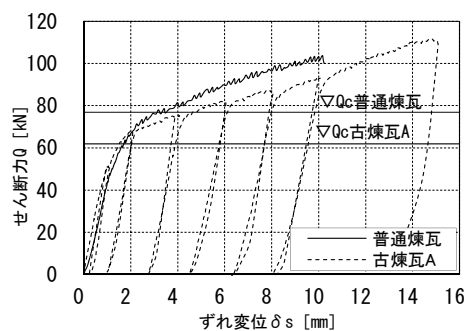
【耐力・変形】

図 7.20 に代表的なせん断力 Q (kN) - ずれ変位 δs (mm) の関係を示す。

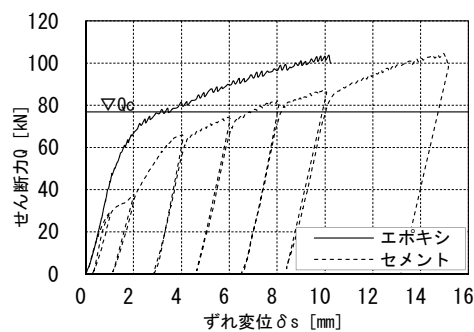
- ・図 7.20 (a) に示すように普通煉瓦と古煉瓦 A は、ずれ変位が 2mm まで同様の挙動を示す。2mm 以降は古煉瓦がやや低い荷重となっている。ずれ変形 10mm 時では、普通煉瓦が 100kN に至ったのに対し、古煉瓦 A は 95kN 程度となり強度・ヤング率が異なる影響を受けている。
- ・図 7.20 (b) は接着剤種類の比較を示している。セメント系は、エポキシ系に対して荷重初期から荷重が小さく、ずれ変形 10mm 程度まで約 2~3 割程度小さい。有機系と無機系の接着剤の違いによる差はやや大きいといえる。なお、セメント系はずれ変位 2mm 前後

まで加力用プレートとの接触不良があり、小さい荷重となっている。

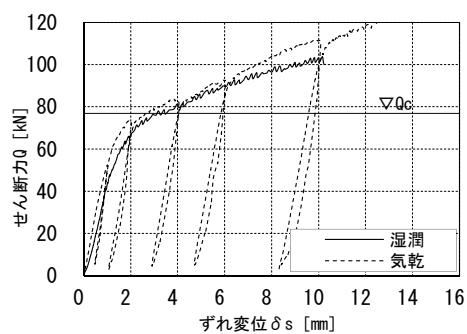
- ・図 7.20 (c) に示すように、煉瓦母材が乾燥と湿潤の比較では、両者に顕著な差は確認されなかった。



(a) 煉瓦種類の違い



(b) 接着剤の違い



(c) 煉瓦状態の違い

図 7.20 せん断力-ずれ変位の関係

7.6.5 改良方法検証のまとめ

施工試験および性能検証試験を実施して、古煉瓦および湿潤な状況下の煉瓦においても、構造性能が確保できることを確認した。

(1) 施工実験

- ・清掃は、インパクトドリルの先端に逆巻ワイヤーブラシを取付け、機械的に回転させることで、孔内に切粉が残らず、孔壁を均一に清掃することが可能である。

(2) 性能検証試験

施工実験にて得た知見をもとに施工したあと施工アンカーの性能検証試験を行った。煉瓦用に用いる注入式あと施工アンカーの接着剤には、エポキシ系およびセメント系が適している。

(2) - 1 引張試験

- ・古煉瓦および湿潤状態の煉瓦共に、付着性能は改善した。
- ・エポキシアクリレート系樹脂は、2種類の供試体を採用したが、付着強度は低い結果であった。
- ・セメント系の固着剤を用いた場合には、吸水率が高い古煉瓦（普通煉瓦の約2倍）では、付着強度が40%程度となった。

(2) - 2 せん断試験

- ・破壊モードは、全ての試験体において、アンカー筋による煉瓦母材の支圧破壊を示した。
- ・普通煉瓦と古煉瓦の差は、ずれ変位 2mm までは同様の挙動を示すが、2mm 以降は古煉瓦がやや低い荷重となった。
- ・乾燥状態と湿潤状態の差はなく、煉瓦単体の性能に大きく依存することが考えられ、現場での確認試験を実施する必要がある。

7.7 耐力評価法の考察

実験結果の最大強度と「既存 RC 造耐震改修指針」に示す耐力式との関係を検証する。材料強度は、7.4.2 項の材料試験結果を用いた。

煉瓦：圧縮強度 = 56.6 N/mm²、ヤング係数 = 1.93 × 10⁴ N/mm²

グラウト材：圧縮強度 = 68.4 N/mm²

(1) 引張耐力

付着強度によるアンカーの引張耐力 T_{a3} (τ_b) について検討する。

基礎実験 1 の結果から、破壊性状は、煉瓦壁表面に薄いコーン状破壊を伴う付着破壊であることが確認できている。

煉瓦と目地とが一体化された性状を示しており、付着強度 T_{a3} (τ_b) について検討するものとした。「既存 RC 造耐震改修指針」の付着強度式は式 (1) となる。

$$T_{a3} = \tau_b \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_e \quad \cdots \cdots \text{式 (1)}$$

d_a ：アンカーの直径

l_e ：有効埋込み長さ

ここで、付着強度 τ_b は「各種合成構造設計指針・同解説」⁸⁾ に基づき、式 (2) ～ (4) の 3 種類で算出した値で検討することになる。付着強度式の σ_B には、煉瓦とグラウト材のうち強度の低い煉瓦の値 (56.6 N/mm²) を用いた。

$$\tau_{b1} = 10 \sqrt{(\sigma_B/21)} \quad : \text{有機系カプセルタイプ} \quad \cdots \cdots \text{式 (2)}$$

$$\tau_{b2} = 7 \sqrt{(\sigma_B/21)} \quad : \text{有機系注入式} \quad \cdots \cdots \text{式 (3)}$$

$$\tau_{b3} = 5 \sqrt{(\sigma_B/21)} \quad : \text{無機系} \quad \cdots \cdots \text{式 (4)}$$

本実験では有機系カプセルタイプは使用していないことから、 τ_{b2} または τ_{b3} について計算する。

$$\tau_{b2} = 7 \sqrt{(56.6/21)} = 11.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{b3} = 5 \sqrt{(56.6/21)} = 8.2 \text{ N/mm}^2$$

図 7.21 に実験付着強度 τ_{be} と計算付着強度の比較を示す。

概ね $\tau_{b2} \sim \tau_{b3}$ の値 (係数が 5～7 程度) の範囲内に実験結果が一致する。従って、煉瓦造建築物に対するあと施工アンカーの付着強度 (基本平均付着強度) は、「各種合成構造設計指針・同解説」に準じ、母材がコンクリートで注入方式・有機系、無機系に対する評価式を 5/7 (=1/1.4) 倍に低減した式(3A)および式(4A)で評価することが可能であるといえる。

$$\tau_{b2}' = \frac{1}{1.4} \times 7 \sqrt{(\sigma_B/21)} \quad : \text{有機系注入式} \quad \cdots \cdots \text{式 (3A)}$$

$$\tau_{b3}' = \frac{1}{1.4} \times 5 \sqrt{(\sigma_B/21)} \quad : \text{無機系} \quad \cdots \cdots \text{式 (4A)}$$

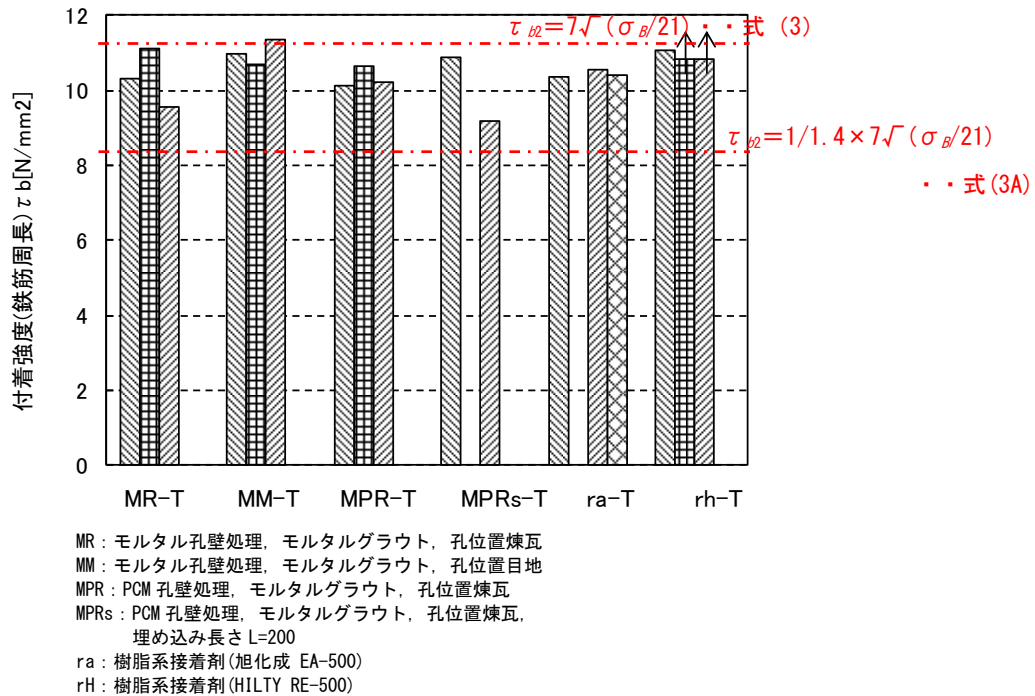


図 7.21 実験付着強度 τ_{be} と計算付着強度比較

(2) セン断耐力

基礎実験 1 の結果より、破壊モードは支圧破壊であることが確認できた。そのため、支圧強度について検討を行う。「既存 RC 造耐震改修指針」のせん断支圧強度式には、下式が示されている。

$$Q_{a1} = 0.7 \cdot \sigma_y \cdot s_a e \quad \cdots \cdots \text{式 (5)}$$

$$Q_{a2} = 0.4 \sqrt{\sigma_B \cdot E_c \cdot s_a e} \quad \cdots \cdots \text{式 (6)}$$

式 (5) はアンカー筋の降伏より求める式であり、ここでは式 (6) について検討する。煉瓦の圧縮強度 (σ_B)、ヤング係数 (E_c)、鉄筋の断面積 ($s_a e$) より Q_{a2} を算出すると、

$$Q_{a2} = 0.4 \sqrt{56.6 \times 1.93 \times 10^4 \times 287} = 120.0 \text{ kN}$$

となる。実験の最大耐力 ($\delta = 20 \text{ mm}$ 耐力) は、102~140 kN (負荷荷では 83~101 kN) のため、評価値が大きくなる。ここで、係数 0.4 に関して、金属系あと施工アンカー⁸⁾と同様に、0.75 を乗じた値 0.3 とすると、

$$Q_{a2}' = 0.75 \times 0.4 \sqrt{56.6 \times 1.93 \times 10^4 \times 287} = 90.0 \text{ kN} \quad \cdots \cdots \text{式 (6A)}$$

となる。

図 7.22 は実験値と計算値を比較したものである。実験の最大耐力（ $\delta = 20\text{mm}$ 時耐力）は、102～140kN のため、正載荷の結果の平均が Q_{a2} と対応し、係数 0.75 を乗じた Q_{a2}' の値は最大耐力が小さい負載荷に対しても概ね対応する。

従って、煉瓦躯体に施工したあと施工アンカーの耐力は、RC 造に用いられているあと施工アンカーの耐力式の係数を乗じて低減することで、実験結果と概ね対応することが確認できた。

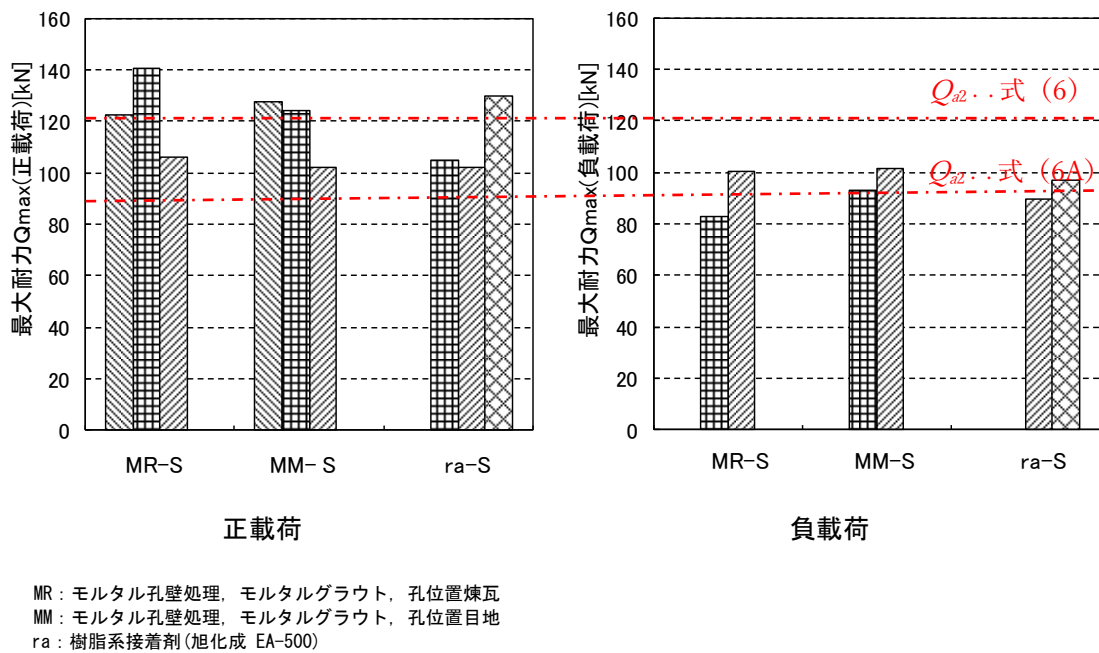


図 7.22 実験値と計算値比較(せん断)

(3) 古煉瓦および湿潤状態の煉瓦に対する耐力評価

古煉瓦および湿潤状態の煉瓦を用いた実験結果について、引張およびせん断実験の評価について検討する。

(3) - 1 引張強度 (付着強度)

煉瓦造に対するあと施工アンカーの付着強度 (基本平均付着強度) は、「各種合成構造設計指針・同解説」に準じ、母材がコンクリートで注入方式・有機系に対する評価式を $5/7 (= 1/1.4)$ 倍に低減した式 (3A) で評価可能であるとしている。また、注入方式・無機系の場合も有機系と同様の低減であり、評価すると式(4A)となる。

$$T_{b2} = 1/1.4 \cdot 7\sqrt{(\sigma_B/21)} = 5\sqrt{(\sigma_B/21)} \quad \dots\dots\dots \text{式 (3A)}$$

$$T_{b3} = 1/1.4 \cdot 5\sqrt{(\sigma_B/21)} = 3.6\sqrt{(\sigma_B/21)} \quad \dots\dots\dots \text{式 (4A)}$$

ここで τ_{b2} : 有機系付着強度 (N/mm²)
 τ_{b3} : 無機系付着強度計 (N/mm²)
 σ_B : 母材 (煉瓦) 圧縮強度 (N/mm²)

図 7.23 は、引張実験のうちエポキシアクリレート系を省いた結果と式(3A) (実線: 有機系) および式(4A) (破線: 無機系) の計算値を示す。実験値は、古煉瓦の種類でのばらつきが大きい、有機系・無機系ともに計算値の 1.5 倍の値を超える領域に分布しており、「各種合成構造設計指針・同解説」に示される安全率を確保している。

従って、提案する工法の付着強度は、古煉瓦と湿潤状態の場合でも両式で評価することが可能であるといえる。

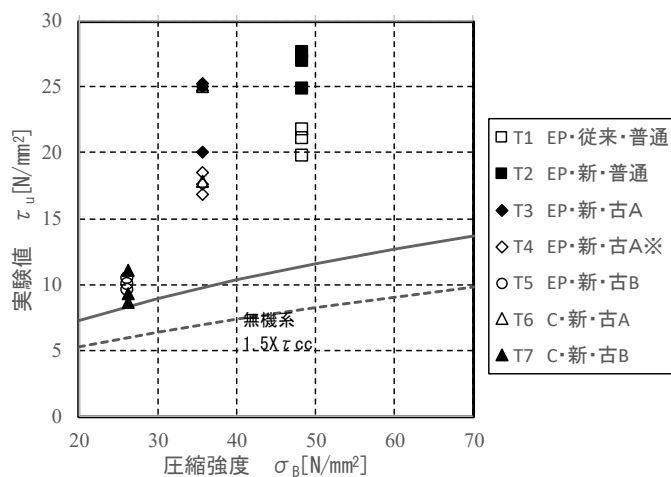


図 7.23 付着強度と圧縮強度の関係

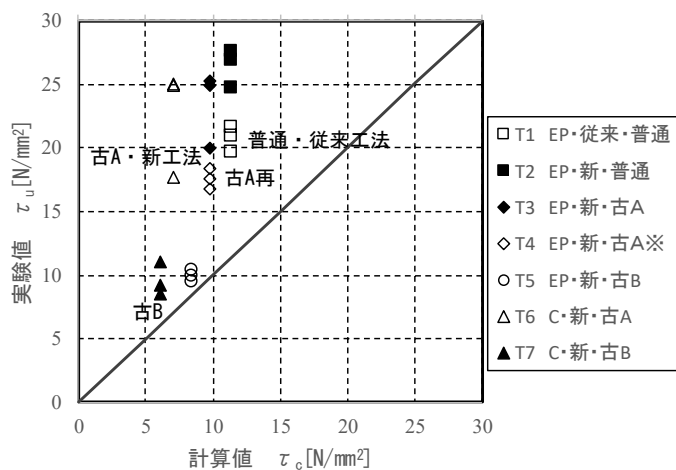


図 7.24 実験値と計算値の関係 (付着強度)

(3) - 2 セン断強度

煉瓦造に対するあと施工アンカーのせん断強度について、「既存 RC 造の耐震改指針」に準じてコンクリートに対する評価式を 0.75 倍に低減した式(6A)で評価可能であること確認する。

$$Q_c = 0.75 \cdot 0.4 \cdot \sqrt{\sigma_B \cdot E_c} \quad \dots\dots\dots \text{式 (6A)}$$

ここで Q_c : せん断力計算値 (kN)

E_c : 母材 (煉瓦) ヤング係数 (N/mm²)

図 7.25 は、せん断実験結果と(6A)式の計算値を比較している。実験結果は、ずれ変位 10mm のせん断力を示しているが、図のように概ね実験値は計算値を上回る結果であり、終局時にも 10mm 程度のずれ変位に抑えることが可能である。

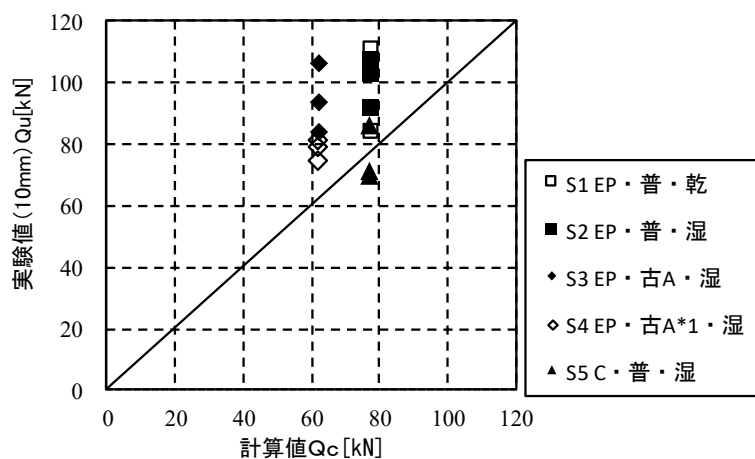


図 7.25 実験値と計算値の関係 (せん断力)

7.8 第7章のまとめ

第7章では、煉瓦造建築物に対するあと施工アンカーの仕様と構造性能（引張およびせん断）の把握と、耐力の評価方法の確立を目的とし、下記の実験を順次行い、以下の知見を得た。

（1）基礎実験

煉瓦、目地共に強度が高く、目地が十分に充填された煉瓦壁試験体に施工したアンカーの引張・せん断試験を行い、構造性能を確認した。

引張試験では、破壊状況は上部にコーン状破壊を伴う付着破壊となり、煉瓦と目地とが一体化している破壊性状であった。付着破壊面は、ほぼすべての試験体で鉄筋とグラウト又は接着材との界面であり、付着強度は概ね 10N/mm^2 程度であった。

せん断試験では、全体的にばらつきがあるものの、要因に関わらず煉瓦の支圧破壊により剛性・耐力が決定される性状であった。

また、煉瓦体の強度があと施工アンカーの構造性能に及ぼす影響を確認するため、煉瓦要素体での試験を行った。煉瓦の強度差にかかわらず、湿潤状態の場合には、穿孔後の切粉が孔壁に強固に付着して阻害となり、付着強度が確保できないことが確認された。清掃方法と使用樹脂の選定などの仕様改善が必要であるため、改良方法の検証実験を行った。

（2）改良方法の検証

古煉瓦や湿潤状態の煉瓦に対して構造性能を確保する施工法を確立するため、施工方法の検証（新たな清掃方法と使用樹脂を規定）として性能検証試験を行った。

清掃：インパクトドリルの先端に逆巻ワイヤーブラシを取付け、機械的に回転させることで、孔内に切粉が残らない。

接着剤：煉瓦用に用いる注入式あと施工アンカーの接着剤には、エポキシ系およびセメント系が適している。

上記の施工方法により製作した試験体を用いて、構造性能確認試験を行った。

引張試験では、新工法で清掃を行った場合、古煉瓦および湿潤状態の煉瓦でも付着性能が改善されることが確認できた。また、エポキシアクリレート系樹脂については、実績のある製品2種類について採用したが、低い付着強度を示した。

せん断試験では、引張およびせん断共に耐力を確保することが可能であることが確認できた。なお、あと施工アンカーの性能は、煉瓦の性能に大きく依存することが考えられ、現場での確認試験を実施する必要性がある。

（3）耐力評価式の提案

RC造に用いられているあと施工アンカーの耐力式は、係数を乗じて低減することで、実験結果と対応することを確認した。

引張耐力：「既存 RC 造耐震改修指針」の付着強度式は式（1）となる。

$$Ta3 = \tau_b \cdot \pi \cdot da \cdot le \cdots \text{式 (1)}$$

da：アンカーの直径

le：有効埋込み長さ

このとき、付着強度 τ_b は「各種合成構造設計指針」に基づき、母材がコンクリートで注入方式・有機系，無機系に対する評価式を 5/7（=1/1.4）倍に低減した式で評価することが可能である。

$$\tau_{b2}' = \frac{1}{1.4} \times 7 \sqrt{(\sigma B / 21)} \quad \text{：有機系注入式} \quad \cdots \text{式 (3A)}$$

$$\tau_{b3}' = \frac{1}{1.4} \times 5 \sqrt{(\sigma B / 21)} \quad \text{：無機系} \quad \cdots \text{式 (4A)}$$

せん断耐力：「既存 RC 造耐震改修指針」のせん断支圧強度式は、係数 0.4 に関して、金属系あと施工アンカーと同様に、係数 0.75 を乗じると、

$$Qa2 = 0.75 \times 0.4 \sqrt{\sigma B \cdot E_c \cdot sae} \quad \cdots \text{式 (6A)}$$

要素引張試験を実施した結果、その付着強度は、設計に用いる付着強度の 1.5 倍以上の値を確保できることが明確となった。この付着強度は、付着強度式を 5/7 倍に低減した値である。また、要素せん断試験を実施して、コンクリートに対する値を 0.75 倍に低減した設計耐力が確保できることを確認した。

新たな清掃方法と使用樹脂を規定する確実な施工方法の確立により、古煉瓦および湿潤状況の煉瓦においても、あと施工アンカーの耐力式を提案することが可能となった。

第7章参考文献

1	あと施工アンカーの技術	建築技術「知っているつもりで知らないあと施工アンカー」, 松崎育弘, 株式会社建築技術, pp90~99, 2018年4月
2	あと施工アンカー設計と施工	岡田恒夫他著, 株式会社技術書院, pp13~15, 1990年
3	2017年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説	(一財)日本建築防災協会/国土交通大臣指定耐震改修支援センター, pp282~314, 2017年7月
4	レンガ構造物に施工する「あと施工アンカー工」の耐力試験	深石俊治、他2名, 土木学会関東支部技術研究発表会, pp700~701, 1996年
5	レンガ構造物のあと施工アンカー試験	岩佐高吉、他3名, 土木学会第51回年次学術講演会, pp534~535, 1996年9月
6	111年経過した鉄道トンネルの煉瓦物性試験結果について	森島啓行、他2名, 土木学会第52回年次学術講演会, pp830~831, 1997年9月
7	東京駅丸ノ内駅舎保存復原に関する調査試験(その6)	桐谷龍介, 日本建築学会大会学術講演会梗概集(東北), pp307~308, 2009年8月
8	各種合成構造設計指針・同解説,	(一社)日本建築学会, pp252~269, 2010年11月

第 8 章 結論および今後の課題

8.1 結論

8.2 今後の課題

第8章 結論および今後の課題

8.1 結論

本論文では、煉瓦造建築物の耐震診断・耐震補強の現状と、煉瓦造の特徴を考察すると共に、煉瓦造建築物に対する2つの補強方法について、以下の点を明確にするものとした。

1. 既存煉瓦造建築物のプレストレス補強に対して、長期載荷試験により、緊張力を計測することで構造安定性を把握した。
2. RC増打ち工法について、既往の実験結果を基にRC補強部と一体化した煉瓦壁の構造耐力向上を検証し、その評価法を示した。また、既存煉瓦造建築物に対するあと施工アンカー耐力を実験にて把握し、耐力式を提案した。

第1章は、「序論」であり、本研究の背景と既往の研究、問題点を述べている。煉瓦造建築物の保存・活用が求められているが、耐震安全性を判断するための耐震診断・耐震補強は、煉瓦造に特化したものがない現状である。

煉瓦造建設の期間は短く、耐震技術も手探り状態であったため、煉瓦造建築物はその設計・施工に関する明確な基準がなく、耐震診断・耐震補強においても個々で対応する必要があることを示すとともに、本研究の目的を明らかにした。

第2章は、「既存煉瓦造建築物の概説」である。江戸末期から昭和初期における煉瓦造建築物に対する技術史を、材料強度の変遷、構造的な特徴に関する既往の研究と大地震による被害状況などから整理した。

材料および技術共に、外国人技術者の指導のもと建設された煉瓦造であるが、短い期間に二度の大地震に遭遇し、日本独自の耐震技術を持つ煉瓦造へと進歩していった。また、国内生産煉瓦の規格化や法令の整備など、煉瓦造建築物を取り巻く環境が70年余りの間に大きく変わっていった。

関東大震災の被害がなかった関西地方では、1995年阪神・淡路大震災で多くの歴史的建造物が被災した。これがきっかけとなり、耐震補強技術が急激に発達していった。

第2章で得た知見を基に、第3章の耐震診断法を考察した。

第3章は、「既存煉瓦造建築物の耐震診断手法の考察」である。既存煉瓦造建築物の耐震診断について、「歴史的煉瓦造建築物修理工事報告書」を整理し、診断方法の変遷、診断手法について考察した。

既存煉瓦造建築物の耐震診断手法は、建物の特徴に応じた方法を用いており、その中では既存RC造耐震診断基準の第1次診断法を参考としている物が多い。また、面外応力に対する検討や突出部など構造的弱点となる箇所も別途検討を行っていることが明確になった。

耐震診断では、構造耐力の確認のみでなく、構造的弱点を把握し、それらについても正しく評価することが必要であり、診断手法のフローを提案した。

第3章で得た知見を基に、第4章の耐震補強を考察した。

第4章は、「既存煉瓦造建築物の耐震補強方法の考察」である。既存煉瓦造建築物の耐震補強について、「歴史的煉瓦造建築物の修理工事報告書」を整理し、補強方法の変遷と補強手法について考察した。構造補強の目的に即した補強工法を選定することが重要であるが、その補強工法には利点と欠点があり、また工法の選択には意匠的・文化財的観点も考慮することが重要だといえる。

第4章で得た知見より、2つの工法について検証を行うこととした。

まず、外観・内観が変わらない補強として「プレストレス補強」を第5章で、低コストで施工簡易である「RC増打ち工法」を第6章で検証した。

第5章は、「プレストレス補強による補強効果の考察と評価」である。プレストレス補強は、外観・内観を変えずに補強することが可能であり、既往の研究からその補強効果は明らかとなっている。ただし、一般的なPC造では緊張力の減退量はすでに定式化されているが、煉瓦造に対する減退量については不明瞭である。本研究では、下記2つの実験を行うことで、プレストレス補強による補強効果について明らかにした。

小型試験体では、低強度目地と目地の充填性を要因とした面内せん断試験を行った。緊張力を与えることでせん断力が上昇する結果が得られ、プレストレスの効果を確認した。

また、実大試験体による一年間の長期載荷試験では、多孔質の煉瓦壁において緊張力の減退量(5~10%)を確認した。なお、緊張力が低下した際に、再緊張を行うことで必要緊張力を維持することが可能であることが明らかとなり、プレストレス補強の補強効果に対して明確にした。

第6章は「RC増打ち工法による補強効果の考察と評価」である。RC増打ち工法採用の歴史は古く、関東大震災の復興工事でも行われていた。また、既存煉瓦造建築物の耐震改修工事が行われるようになった当初は、この工法は施工的にも簡易かつ低コストであるといわれていたが、現在では文化財の補強として採用されることが少なくなっている。

RC増打ち工法は、主要構造が煉瓦造からRC造に改変するため、地震力が増加するなど合理的でない面がある。また、煉瓦が見えないことや部屋内が狭くなるといった意匠計画にも影響がある。

既往の実験では、RC補強部と一体化した煉瓦壁に対して、耐力が向上することが確認されている。本論文では、両面補強した煉瓦壁の実験結果を基に検証を行う。実験では試験体への載荷は煉瓦部分に対して直接載荷しており、「煉瓦⇒接合アンカー⇒RC増打ち部」へと応力伝達する過程がみられた。接合面の「ずれ変形」を考慮し、RC補強部と一体化した煉瓦壁の耐力向上に対する評価法を提案した。

なお、一体化を図る接合アンカーについては、第7章にて詳細をまとめた。

第7章は、「既存煉瓦壁との接合アンカーの耐力評価」である。煉瓦と補強材との一体化を図るためのあと施工アンカーに対して、煉瓦造の特異性を明確化し、煉瓦躯体に対するアンカーの確実な施工方法の確立と、構造性能の把握を行い、耐力式を提案した。

また、実験を通じて煉瓦は吸水率が高いことが明らかとなり、構造性能を確保するための接合アンカー施工の新工法を提案した。

また、煉瓦造に施工するあと施工アンカーの耐力予測するにあたり、RC造に用いられている耐力式の係数を軽減することで、実験値を対応することを確認した。

(1) 引張耐力

「既存 RC 造耐震改修指針」の付着強度式は式(1)となる。

$$Ta3 = \tau b \cdot \pi \cdot da \cdot le \cdots \text{式(1)}$$

da：アンカーの直径

le：有効埋込み長さ

煉瓦造に対するあと施工アンカーの付着強度（基本平均付着強度）は、「各種合成構造設計指針・同解説」に準じ、母材がコンクリートで注入方式・有機系、無機系に対する評価式を 5/7（＝1/1.4）倍に低減した式(3A)および式(4A)で評価することが可能であるといえる。

$$\tau b2' = \frac{1}{1.4} \times 7 \sqrt{(\sigma B/21)} \quad : \text{有機系注入式} \quad \cdots \text{式(3A)}$$

$$\tau b3' = \frac{1}{1.4} \times 5 \sqrt{(\sigma B/21)} \quad : \text{無機系} \quad \cdots \text{式(4A)}$$

(2) セン断耐力

基礎実験1の結果より、破壊モードは支圧破壊であることが確認できた。そのため、支圧強度について検討を行う。「既存 RC 造耐震改修指針」のせん断支圧強度式には、下式が示されている。

$$Qa2 = 0.75 \times 0.4 \sqrt{\sigma B \cdot Ec \cdot sae} \quad \cdots \text{式(6A)}$$

8.2 今後の課題

本論文をまとめるにあたり、以下を今後の課題とした。

第3章：既存煉瓦造建築物の耐震診断手法の考察

本論文では、煉瓦造建築物を対象とした判定基準を標準化することは難しいが、少なくとも判断基準を決めるためのより明確な方向性を示すことは今後の課題である。

第5章：プレストレス補強による補強効果の考察と評価

本論文では、低強度目地を再現した実大試験体を製作して1年間の長期載荷試験を行った。緊張力の低下は5~10%とごく僅かであり、一般的なPC造と比較しても特に大きく低下してはいないことを確認したが、地震時を想定した緊張力の低下の把握については今後の課題である。

第6章：RC増打ち工法による補強効果の考察と評価

本論文では、煉瓦壁を両側から補強するRC増打ち工法に対して、補強効果の把握とその評価方法を示した。既往の実験では、片側から補強した場合、両面補強までの耐力向上が見られなかった。RC増打ち工法を外壁に採用する場合は片側からの補強となるため、その耐力評価の検証は今後の課題である。

また、無補強煉瓦壁の対角圧縮載荷試験に対するシミュレーション解析を試みたが、初期剛性、最大耐力ともに解析結果が実験結果より大きくなった。この要因は煉瓦と目地の境界面のすべりが考慮されていないことが考えられ、今後の検討課題である。

第7章：既存煉瓦壁との接合アンカーの耐力評価

本論文では、煉瓦躯体に施工したあと施工アンカーの性能確認は、以下の実験を行っている。

- ① 強度の高い煉瓦と目地におけるあと施工アンカー
- ② 低強度および湿潤状態の煉瓦におけるあと施工アンカー

さらに、低強度の目地に施工したあと施工アンカーの実験を行い、煉瓦造に対するあと施工アンカーの汎用性を拡充する必要がある、今後の課題である。

既存煉瓦造建築物において、耐震補強が行われていない建物は存在している。指定文化財または登録文化財、将来文化財となり得る煉瓦造は、保存・活用に向けて対策が行われるが、無指定文化財、特に民間所有の建物では費用の面において着手が困難であることが考えられる。

第3章の耐震診断手法の選択で少し触れているが、煉瓦造の簡易な耐震診断手法の策定も必要である。

研究実績

【査読のある雑誌等】

- ① 既存煉瓦造建築物に施工したあと施工アンカーの引張およびせん断性能,
日本建築学会技術報告集 第22巻 第52号, pp938~986, 2016年10月
- ② プレストレスにより補強した煉瓦壁の面内せん断試験および長期載荷試験,
日本建築学会技術報告集 第26巻 第64号, pp962~965, 2020年10月

【参考論文】

- ① 既存煉瓦造建築物に施工するあと施工アンカーの引張試験,
日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), pp257~258, 2015年9月
- ② 既存煉瓦造建築物に施工するあと施工アンカーのせん断実験,
日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), pp567~568, 2016年8月
- ③ 歴史的組積造建築物の耐震性に関する研究
その4) 耐震補強に用いられるあと施工アンカー,
日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), pp813~814, 2017年8月
- ④ 既存煉瓦造建築物に対するあと施工アンカー工法
その1 予備実験の計画および結果の概要
その2 清掃方法の検討と引張性能確認試験の報告
その3 せん断実験および結果の検討
日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), pp311~316, 2019年9月
- ⑤ プレストレスにより補強したレンガ壁の面内せん断試験,
日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), pp919~920, 2019年9月
- ⑥ プレストレスにより補強した煉瓦壁の長期載荷試験,
日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), pp835~836, 2020年9月

謝 辞

本論文を執筆するにあたり、多くの方々のご理解とご協力をいただきました。

花里利一教授には、本研究を行うにあたり適切なご指導と温かい励ましをいただきました。また、学位論文をまとめる際には主査をしてくださり、審査会を通じて有益なご助言を頂きました。深く感謝いたします。

同じく副査をしてくださった九州大学山口謙太郎教授には、他大学の社会人学生にもかかわらず、RC 増打ち工法の貴重な実験データを提供していただいたことで、本論文第 6 章をまとめることができました。また、審査会を通じて有益かつ明瞭な助言をいただきましたこと、深く感謝いたします。

三重大学工学部の畑中重光教授ならびに浅野聡教授、永井久也教授には、学位論文をまとめる際に副査をしてくださり、審査会を通じて有益かつ明瞭なご助言をいただきました。深く感謝いたします。

九州大学藤原恵洋教授には、煉瓦造の歴史についてご教示いただきました。お忙しい中お時間を頂戴し、貴重な煉瓦も拝見させていただきました。大変お世話になりました。

日本大学永井香織准教授には、煉瓦および目地材料についてご教示いただきました。また、論文執筆にあたり行き詰まった際には、何度も温かい励ましをいただきました。大変お世話になりました。

サンコーテクノ株式会社の今井氏ならびに藤井氏には、あと施工アンカーの実験の実施・工法開発に多大なるご協力を頂きました。大変お世話になりました。お礼を申し上げます。

元上司にあたる大成建設株式会社技術センターの森田氏には、煉瓦造の耐震診断に携わるきっかけをいただきました。ありがとうございました。

本論文中的実験および論文のまとめにおいて、大成建設株式会社技術センターの竹崎氏ならびに杉山氏、建築本部の森山氏には多大なるご協力とご支援をいただきました。ありがとうございました。

在席している大成建設株式会社設計本部構造設計部においては、業務上の配慮をいただく場面もあり、多大なる理解と協力をいただきましたこと、ここに感謝いたします。

また、その他にも研究を通してご協力をいただきました全ての皆様に感謝いたします。

最後になりますが、6 年間という長い期間に渡り、仕事をしながら三重大学で学ぶことに対して理解を示し、叱咤激励してくれた配偶者には心より感謝しています。ありがとうございました。

2021 年 3 月 大島 睦巳

歴史的煉瓦造建築物の修理工事報告書一覧

1	<p>国宝 旧富岡製糸場西置繭所 保存修理工事報告書 【建造物編】【発掘調査編】</p> <p>【建造物図面編】 旧富岡製糸場建造物保存修理工事報告書（2）</p> <p>文化財建造物保存技術者協会編 富岡市 2020年8月</p>
2	<p>北海道指定有形文化財 旧金森洋物店復元工事報告書</p> <p>文化財保存計画協会編</p> <p>函館市 2000年3月</p>
3	<p>重要文化財 旧神戸居留地十五番館災害復旧工事報告書</p> <p>文化財建造物保存技術協会編</p> <p>ノザワ 1998年3月</p>
4	<p>重要文化財 同志社彰栄館修理工事報告書</p> <p>京都府教育庁指導部文化財保護課 京都府教育庁指導部文化財保護課</p> <p>1981年12月</p>
5	<p>重要文化財 旧手宮鉄道施設（機関車倉庫3号ほか）保温修理工事報告書</p> <p>文化財建造物保存技術協会編</p> <p>小樽市 2010年3月</p>
6	<p>歴史的建造物の免震化—国立国会図書館支部上野図書館レトロフィット—</p> <p>日本建築学会大会学術講演概要集（東北）2000年9月</p>
7	<p>重要文化財 同志社礼拝堂修理工事報告書</p> <p>京都府教育庁指導部文化財保護課市</p> <p>京都府教育庁指導部文化財保護課市 1990年12月</p>
8	<p>重要文化財 北海道庁旧本庁舎復原改修工事報告書</p> <p>北海道庁</p> <p>北海道 1970年3月</p>
9	<p>京都大学（中央）旧石油化学教室本館改修その他工事報告書</p> <p>（財）建築研究協会編</p> <p>国立大学法人京都大学 2010年3月</p>
10	<p>重要文化財 旧下野煉化製造会社煉瓦窯保存修理工事報告書</p> <p>文化財建造物保存技術協会編</p> <p>野木町 2014年12月</p>
11	<p>重要文化財 日本ハリストス正教会教団復活大聖堂（ニコライ堂）保存修理工事報告書</p> <p>文化財建造物保存技術協会編</p> <p>日本ハリストス正教会教団 1998年3月</p>
12	<p>三菱一号館 復元工事報告書</p> <p>三菱地所・三菱地所設計・竹中工務店編</p> <p>三菱地所 2010年12月</p>

13	重要文化財 同志社クラーク記念館修理工事報告書 京都府教育庁指導部文化財保護課 京都府教育庁指導部文化財保護課 2008 年 3 月
14	中央合同庁舎第 6 号館赤れんが棟（法務省旧本館）保存改修記録 建設大臣官房官庁営繕部／建築保全センター 建設省大臣官房官庁営繕部 1995 年 3 月
15	旧本庄商業銀行倉庫 保存再生活用に関わる第一期報告書 早稲田大学理工学術院創造理工学部編 本庄市 2012 年 11 月
16	重要文化財 旧長崎税関下り松派出所保存修理工事報告書 文化財建造物保存技術協会編 長崎市 2002 年 3 月
17	重要文化財 シャトーカミヤ旧醸造場施設保存修理工事（災害復旧）報告書 文化財建造物保存技術協会編 オノンホールディングス株式会社 2016 年 3 月
18	重要文化財 旧香港上海銀行長崎支店保存修理工事報告書 文化財建造物保存技術協会編 長崎市 1996 年 3 月
19	東京砲兵工廠銃砲製造所建造物調査報告書 文化財研究紀要別冊第 1 1 集 東京都北区教育委員会編 東京都北区教育委員会 1996 年 12 月
20	重要文化財 旧日本銀行京都支店修理工事報告書 京都府教育庁指導部文化財保護課 編 京都府 1988 年 9 月 重要文化財（建造物） 旧日本銀行京都支店耐震対策工事報告書 建築研究協会編 京都府 2016 年 9 月
21	重要文化財 旧下関英国領事館本館ほか 2 棟修理工事報告書 文化財建造物保存技術協会編 下関市 2014 年 3 月
22	重要文化財 旧奈良監獄北倉庫耐震対策工事報告書 清水建設編 旧奈良監獄保存活用 2020 年 2 月
23	石川県立歴史博物館（旧金澤陸軍兵器支廠兵器庫）保存工事報告書 石川県立歴史博物館／石川県土木部営繕課 石川県 1990 年 6 月
24	重要文化財 旧近衛師団司令部庁舎保存整備工事報告書 文化庁 1978 年 3 月
25	みなとみらい 2 1 赤レンガ倉庫保存工事報告書一屋根改修・構造補強編一 （財）建築研究協会 横浜市港湾局 1996 年 3 月

26	岐阜県重要文化財 旧八百津発電所保存修理事業報告書 八百津町教育委員会 八百津町 1998 年 1 月
27	重要文化財 岩手銀行（旧盛岡銀行）旧本店本館保存修理工事報告書 文化財保存計画協会編 岩手銀行 2016 年 3 月
28	重要文化財 碓氷峠鉄道施設変電所（旧丸山変電所）2 棟保存修理工事報告書 文化財建造物保存技術協会編 松井田町 2002 年 7 月
29	内閣文庫建築調査記録 建設省関東地方建設局営繕部編 建設省関東地方建設局営繕部 1985 年 7 月
30	重要文化財 旧秋田銀行本店本館のあゆみと復旧工事の記録 秋田市教育委員会編 秋田市教育委員会 1995 年 1 月
31	重要文化財 東京駅丸の内駅舎保存・復原工事報告書 東日本旅客鉄道編 東日本旅客鉄道 2013 年 7 月
32	明治学院礼拝堂（チャペル）建物調査報告書 明治学院文化財等保存修理委員会編 明治学院 1996 年 9 月 東京都港区指定有形文化財 明治学院礼拝堂保存修理工事報告書 文化財建造物保存技術協会 明治学院 2008 年 2 月
33	重要文化財 山口県旧県会議事堂保存修理工事報告書 文化財建造物保存技術協会編 2005 年 2 月 山口県 2005 年 2 月
34	重要文化財 山形県旧県庁舎及び県会議事堂保存修理工事報告書 文化財建造物保存技術協会編 山形県 1991 年 3 月
35	重要文化財 大阪市中央公会堂保存・再生工事報告書 大阪市教育委員会 大阪市 2003 年 3 月
36	重要文化財 旧名古屋控訴院地方裁判所区裁判所庁舎保存修理工事報告書 文化財建造物保存技術協会編 名古屋市 1989 年 11 月